Erdbebenbemessung von
Stahlbetonhochbauten

Thomas Paulay
Hugo Bachmann
Konrad Moser

Birkhäuser Verlag
Basel • Boston • Berlin

Editată cu sprijinul Ministerului Cercetării şi Tehnologiei
– Colegiul Consultativ pentru Cercetare Ştiinţifică
şi Dezvoltare Tehnologică –

Thomas Paulay Hugo Bachmann Konrad Moser

PROIECTAREA STRUCTURILOR DE BETON ARMAT LA ACŢIUNI SEISMICE

Traducere din limba germană îngrijită de

prof. dr. ing. LIVIU CRAINIC

Pentru Elena
cu speranţă că-i va fi
de folos
04.02.1998

EDITURA TEHNICĂ
Bucureşti, 1997

CIP-Titelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Paulay, Thomas:
Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten / Thomas Paulay; Hugo Bachmann; Konrad Moser. – Basel, Boston; Berlin; Birkhäuser, 1990
ISBN 3-7643-2352-3
NE: Bachmann, Hugo; Moser, Konrad;

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere des Nachdruckes, der Übersetzung, der Entnahme von Abbildungen, der Funksendung, der Wiedergabe auf photomechanischem oder ähnlichem Wege und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten. Die Vergütungsansprüche werden durch die «Verwertungsgesellschaft Wort» München, wahrgenommen.

© 1990 Birkhäuser Verlag Basel
Printed in Germany on acid-free paper
ISBN 3-7643-2352-3

Ediția în limba română
Copyright © 1997, Editura Tehnică
Toate drepturile asupra acestei ediții sunt rezervate editurii.

Adresă: **Editura Tehnică**
Piața Presei Libere 1
33 București, România
cod 71341

Redactor: ing. ADINA NEGOIȚĂ
Tehnoredactor: NICOLETA NEGOIȚĂ
Procesare computerizată: ing. SILVIA CÂNDEA
Machetare ilustrații: CRISTINA BACIU

Bun de tipar: 15.09.1997; Coli: 34,75
C.Z. 699 84
ISBN: 973-31-1099-X

Tipărit la Tipografia SEMNE '94

Prefață la ediția în limba română

Cartea pe care Editura Tehnică o pune astăzi la dispoziția cititorului român este, poate, cea mai importantă lucrare apărută în Europa în domeniul Ingineriei seismice a betonului armat. *Este un tratat de referință care aduce la zi cunoștințele pe plan mondial privind proiectarea structurilor de beton armat la acțiuni seismice. Examinând atât aspectele teoretice cât și pe cele practice ale problematicii, incluzând numeroase exemple de calcul, detalii constructive caracteristice și referințe la principalele norme de protecție antiseismică, lucrarea se constituie într-un instrument de bază pentru înțelegerea și interpretarea fenomenelor complexe ce caracterizează comportarea structurilor de beton armat supuse forțelor seismice.*

Principalul autor al lucrării, profesorul Thomas Paulay, este o personalitate bine cunoscută a domeniului, având contribuții esențiale la dezvoltarea concepției generale de proiectare a structurilor de beton armat supuse acțiunilor seismice. Originar din Ungaria, Thomas Paulay s-a stabilit în anul 1951 în Noua Zeelandă, unde și-a susținut teza de doctorat la Universitatea Canterbury din Christchurch. Teza avea la bază o serie de încercări privind comportarea riglelor de cuplare ale pereților structurali; ea devine, imediat după publicare, una dintre lucrările de referință ale domeniului. Publicat în anul 1975, împreună cu profesorul R. Park, tratatul Structuri de beton armat *l-a consacrat pe profesorul Paulay ca pe un mare specialist în domeniul betonului armat și al ingineriei seismice, care a influențat substanțial dezvoltarea lor ulterioară. A fost profesor invitat la reputate universități tehnice din întreaga lume, distins cu prestigioase titluri academice și științifice. Legat prin contacte profesionale și personale cu specialiști din țara noastră, profesorul Paulay și-a văzut multe din ideile sale preluate și dezvoltate în normele românești de proiectare a structurilor la acțiuni seismice, precum și în cursurile predate în universitățile tehnice românești. În anul 1996 i s-a conferit titlul academic de Doctor Honoris Causa al Universității Tehnice de Construcții din București.*

Cel de-al doilea autor al lucrării, profesorul Hugo Bachmann, activează de peste trei decenii în cadrul Școlii Politehnice Federale (ETH) din Zürich/Elveția. Contribuțiile sale în domeniul comportării și calculului betonului armat în domeniul postelastic, la fisurare, la forțe tăietoare precum și în cel al betonului precomprimat sunt bine cunoscute. Este inițiatorul și conducătorul unui puternic colectiv de cercetare în domeniul Ingineriei seismice din cadrul Institutului pentru Calcul Structural al ETH. Dotat cu mijloace tehnice (de calcul și de laborator) de excepție,

colectivul profesorului Bachmann a elaborat și publicat lucrări de înaltă ținută științifică și a contribuit semnificativ la propagarea conceptelor moderne ale Ingineriei seismice în Europa.

În sfârșit, cel de-al treilea autor, Dl. Konrad Moser, diplomat al ETH Zürich, a lucrat între anii 1987 și 1993 sub conducerea profesorului Bachmann în calitate de doctorand și colaborator științific al Institutului pentru Calcul Structural. Teza sa de doctorat (sub conducerea profesorului Bachmann), intitulată "Capacitatea structurilor înalte din beton armat de a răspunde acțiunilor seismice", l-a afirmat ca un bun cunoscător al domeniului.

După mărturisirea autorilor, proiectul realizării cărții de față s-a născut în anul 1985, în timpul unui stagiu academic petrecut de profesorul Bachmann la Universitatea Canterbury din Christchurch (Noua Zeelandă). O colaborare strânsă între cei doi profesori, în anii următori, inclusiv în timpul prezenței profesorului Paulay la ETH Zürich, în calitate de profesor invitat, a condus la definitivarea proiectului inițial și la apariția, în anul 1990, a cărții.

Cartea este centrată pe fundamentarea și aplicarea metodei "proiectării capacității de rezistență", metodă elaborată și perfecționată de profesorul Paulay. Metoda constituie un instrument simplu și eficace de dirijare avantajoasă a deformațiilor postelastice în structurile supuse acțiunilor seismice de mare intensitate. Deși prezent în articolele și lucrările de specialitate de mai multă vreme, rolul deformațiilor postelastice în asigurarea supraviețuirii structurilor supuse acțiunilor seismice de mare intensitate a intrat relativ târziu în norme ca și în practica curentă de proiectare. Prin corecții ale rezultatelor calculului convențional elastic sub încărcări seismice echivalente (abordarea obișnuită din normele de proiectare, familiară și accesibilă calculului curent), bazate pe minuțioase cercetări analitice și experimentale, metoda proiectării capacității de rezistență permite controlul zonelor în care este posibil să se dezvolte deformații postelastice, în timpul cutremurelor de mare intensitate. Tratarea corectă a acestor zone (limitate ca extindere) din punct de vedere al alcătuirii și armării, conferă structurii, în totalitatea ei, o comportare controlată caracterizată printr-o capacitate substanțială de disipare de energie și prin posibilitatea unor intervenții lesnicioase post-seism, pentru remedierea avariilor ce însoțesc deformațiile postelastice. Aceste idei de bază sunt amplu tratate și dezvoltate în cadrul lucrării de față, cu referire directă la structurile în cadre, a sistemelor cu pereți structurali și a sistemelor mixte (duale). Ele sunt susținute și argumentate prin prelucrarea unei impresionante cantități de informație, rezultată atât din numeroase cercetări de specialitate cât și dintr-o bogată activitate de proiectare efectivă a unor structuri la acțiuni seismice.

Pentru specialiștii de la noi din țară care activează în domeniul proiectării structurilor de beton armat la acțiuni seismice, ca și pentru studenții, cercetătorii și cadrele didactice de specialitate, lucrarea prezintă un interes deosebit, oferind într-un limbaj accesibil și concis, cele mai noi cunoștințe din domeniu. În prezent, când limbajul de specialitate se află în plin proces de cristalizare și actualizare, traducătorul s-a străduit să contribuie la consacrarea în limba română a unor termeni tehnici în conformitate cu practica actuală pe plan mondial (ca, de exemplu: sistem structural, infrastructură, pereți structurali – în loc de "diafragme" –, rigle de cuplare – în loc de "buiandrugi" –, pereți cuplați, diafragme orizontale – în loc de "șaibe" – etc.) care, de altfel, și-au găsit locul și în ultimele versiuni ale actelor normative. Pe de altă parte, el s-a confruntat cu dificultatea recunoscută a transpunerii în limba română a marii bogății de termeni pe care îi oferă limba germană, prin utilizarea procedeului ei specific – realizarea de cuvinte noi extrem de expresive și precise, prin compunere. De exemplu, termenul generic de "capacitate de rezistență", în limba germană primește înțelesuri specifice deosebit de exacte care s-ar putea traduce prin expresii ca "forța tăietoare de nivel capabilă" sau "moment încovoietor capabil" sau "forța tăietoare (secțională) capabilă" etc. În traducerea de față s-a acceptat, totuși, utilizarea termenului "capacitate de rezistență" atât la nivel de secțiune, cât și la cel de element sau de structură, așa cum s-a procedat în normele de proiectare apărute în ultimii ani. O altă dificultate cunoscută traducătorilor din limba germană o constituie topica specifică acestei limbi; în traducerea de față s-a căutat realizarea unei transpuneri, uneori destul de libere, în limba română, a înțelesului frazelor originale mai degrabă decât o traducere cuvânt cu cuvânt. Pentru simplificarea operațiilor de redactare, în traducere s-au păstrat notațiile din originalul în limba germană; acestea sunt, în mare măsură, conforme cu practica europeană și, într-un viitor nu prea îndepărtat, se vor utiliza curent și la noi.

Proiectul traducerii lucrării de față a găsit, de la început, susținători entuziaști în persoana directorului Editurii Tehnice, dr. ing. Ioan Ganea și a redactorului ei șef ing. Filomenos Savin. La rândul lor, autorii lucrării au răspuns cu generozitate solicitării Editurii Tehnice, renunțând la drepturile de autor pentru traducere, iar Editura Birkhäuser a acceptat să cedeze dreptul de reproducere în condiții deosebit de avantajoase pentru partea română.

Traducătorul lucrării a beneficiat de colaborarea unei echipe de excepție. Doamna Maria Mitrofan a acceptat sarcina dificilă de a asigura traducerea preliminară a cărții și de a opera multe și complicate corecturi la versiunea inițială. Procesarea pe calculator a textului inițial, introducerea în text a formulelor, figurilor și tabelelor și, în general, întregul șir de operații care au condus la realizarea formei finale a cărții au fost efectuate cu înalt profesionalism de către doamna ing. Silvia

Cândea. Cu exemplară exigență și răbdare, doamna ing. Adina Negoiță și-a îndeplinit rolul de redactor al cărții, contribuind substanțial la îmbunătățirea versiunii inițiale a textului și la eliminarea multor erori de redactare sau de transcriere de formule.

Suntem conștienți că versiunea actuală este susceptibilă de îmbunătățiri. În acest sens, orice sugestie făcută direct îngrijitorului traducerii sau în scris, pe adresa Editurii Tehnice, va fi bine venită.

Prof. dr. ing. **Liviu Crainic**

Prefață la ediția în limba germană

Inginerul proiectant de structuri este din ce în ce mai mult confruntat cu sarcina de a concepe structuri care să satisfacă cerințele impuse de acțiunile seismice.

Cutremurele de pământ produse în ultimul timp în diferite regiuni ale lumii au arătat că multe dintre construcțiile moderne nu prezintă neapărat o comportare la acțiuni seismice mai bună decât cele vechi. Avarierea construcțiilor datorită acțiunilor seismice poate periclita și mediul înconjurător. Cerințele societății referitoare la siguranța structurilor sunt din ce în ce mai mari. Aceste motive, cât și altele, conduc la faptul că, până și în regiuni cu o seismicitate moderată, se iau din ce în ce mai multe măsuri pentru prevenirea afectării persoanelor sau a bunurilor în urma cutremurelor.

Lucrarea de față se referă la proiectarea antiseismică a construcțiilor înalte din beton armat cu structuri ductile sau cu ductilitate limitată, în cadre, pereți structurali și sisteme mixte, cât și a fundațiilor.

Ca metodă de bază pentru concepția, dimensionarea și alcătuirea constructivă a structurilor se folosește metoda proiectrii capacității de rezistență, care poate fi definită ca mai jos.

Într-un sistem structural se aleg de la bun început zone plastice potențiale, care se dimensionează și se alcătuiesc constructiv astfel încât să fie suficient de ductile. Restul structurii se dimensionează la capacități portante mai mari decât zonele plastice potențiale, astfel încât să rămână totdeauna în domeniul elastic. Se asigură astfel situația în care mecanismele alese de disipare de energie rămân nemodificate chiar la deformații mari ale structurii.

Alcătuirea constructivă a zonelor plastice potențiale este astfel concepută încât să permită dezvoltarea unor deformații postelastice mai mari decât cele admise atunci când s-a ales factorul de ductilitate conținut în expresia încărcărilor seismice. [echivalentul coeficientului ψ din Normativul românesc P100/92 (n.trad.)]. Din această cauză, sistemele structurale concepute pe baza proiectrii capacității de rezistență sunt sigure și în raport cu deformările ciclice neelastice generate de cutremure, care nu pot fi prevăzute inițial cu precizie.

Metoda proiectării capacității de rezistență, elaborată în Noua Zeelandă, permite soluții avantajoase pentru majoritatea structurilor din beton armat și, în special, pentru clădirile înalte. Metoda este utilă atât în cazul zonelor cu seismicitate ridicată, ca de exemplu în zona mediteraneană, cât și în cele cu seismicitate redusă, ca în mai multe regiuni ale Europei de Vest, deci și în Germania, Austria și Elveția. Metoda poate fi ușor adaptată pentru a corespunde codurilor specifice (de exemplu DIN 4149, ÖNorm B 4015, SIA 160, EC 8).

Recomandările elaborate în Noua Zeelandă cu privire la oțelurile utilizate pentru armarea zonelor plastice potențiale au fost revizuite în sensul utilizării și de oțeluri cu o limită de curgere mai ridicată și o alungire limită mai mică.

Obiectivele prezentei lucrări pot fi rezumate în felul următor: să ofere inginerului constructor, care se confruntă cu problema proiectării construcțiilor înalte din beton armat la acțiuni seismice, pe lângă indicațiile pentru alegerea unui sistem structural adecvat și bazele pentru rezolvarea următoarelor aspecte:

1. Stabilirea rațională a forțelor seismice corespunzătoare unei ductilități alese în mod adecvat și conștient.

2. Dimensionarea eficientă a structurilor cu ajutorul metodei proiectării capacității de rezistență.

3. Alcătuirea constructivă adecvată a structurilor, astfel încât să se asigure capacitatea portantă necesară și caracteristicile de ductilitate corespunzătoare.

Prin aceasta, lucrarea este orientată în întregime pentru a răspunde cerințelor inginerului constructor practician, care are sarcina de a calcula și de a alcătui structuri înalte din beton armat supuse acțiunilor seismice. Aceasta a necesitat o tratare atentă a numeroase aspecte. Pe de altă parte, în scopul limitării întinderii lucrării, nu a fost posibilă abordarea diferitelor aspecte ale protecției antiseismice a structurilor, care nu se refereau direct la structurile din beton armat.

Autorii sunt deosebit de recunoscători Fundației pentru Cercetări Științifice Sistematice în Domeniul Construcțiilor din Beton și Beton Armat de pe lângă Uniunea Fabricanților Elvețieni de Ciment, Var și Ipsos (VSZKGF) și Comisiei de Sprijinire a Cercetărilor Științifice a Federației Helvetice (KWF) pentru sprijinul generos acordat temei de cercetare "Proiectarea antiseismică a structurilor înalte din beton armat", în cadrul căreia a fost concepută și prezenta carte, cât și Școlii Politehnice Federale (ETH) Zürich pentru punerea la dispoziție a mijloacelor materiale necesare redactării.

Mulțumiri călduroase profesorului dr. R. Park și dr. A. Carr de la University of Canterbury, Christchurch, Noua Zeelandă, cât și profesorului dr. M. J. N. Priestley de la University of California, San Diego, SUA, pentru permisiunea de a prezenta rezultatele obținute în cadrul a numeroase proiecte de cercetare neozeelandeze cât și University of Canterbury și Ministry of Works and Development, Wellington, Noua Zeelandă, care au sprijinit financiar aceste proiecte de cercetare.

Autorii mulțumesc și editurii J.Wiley & Sons, New York, pentru aeordul de a utiliza bazele cărții apărute ulterior, de P. Paulay și M. J. N. Priestley "Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings for Earthquake Resistance".

Mulțumirile cuvenite și doamnelor T. Grob și H. Wepf, pentru efortul deosebit la scrierea și corectarea manuscrisului voluminos, cât și domnului G. Göseli, pentru desenarea figurilor. În încheiere, autorii mulțumesc călduros soțiilor lor Herta, Margrith și Helen, fără grija iubitoare și înțelegerea cărora munca aceasta, care a durat patru ani, nu ar fi putut fi dusă la bun sfârșit.

Christchurch și Zürich, noiembrie 1989

Thomas Paulay,
Hugo Bachmann,
Konrad Moser

CUPRINS

Prefață la ediția în limba română V

Prefață la ediția în limba germană IX

1. INTRODUCERE 1
1.1. Formularea problemei 1
1.2. Scopul lucrării 5
1.3. Eforturi secționale și capacități de rezistență 6
1.3.1. Condiția generală de proiectare 6
1.3.2. Acțiuni 6
1.3.3. Eforturi 8
1.3.4. Capacități de rezistență 10
1.4. Metoda proiectării capacității de rezistență 13
1.4.1. Exemplu introductiv 13
1.4.2. Proiectarea capacității de rezistență la construcții înalte 15
1.4.3. Alte aplicații ale proiectării capacității de rezistență 17
1.5. Desfășurarea proiectării 18
1.5.1. Privire de ansamblu 18
1.5.2. Descrierea pe scurt a etapelor 18
1.6. Indicații pentru proiectarea sistemului structural 20
1.6.1. Proprietățile sistemului structural 20
1.6.2. Tipuri de structuri 21
1.6.3. Principii de proiectare 23
1.6.4. Alegerea sistemului structural 29
1.6.5. Alegerea dimensiunilor secțiunilor 34
1.7. Noțiuni 36

2. STABILIREA FORȚELOR SEISMICE ECHIVALENTE 37
2.1. Principii 37
2.1.1. Producerea și propagarea undelor seismice 38
2.1.2. Efecte asupra unui amplasament 40
2.1.3. Intensitatea 43
2.1.4. Parametrii mișcărilor terenului 43
2.1.5. Spectrul de răspuns 45
2.1.6. Cutremurul de dimensionare 48
2.2. Procedeul general 49
2.2.1. Privire generală 49
2.2.2. Probabilitatea de manifestare a cutremurelor de pământ 51

2.2.3. Intensitatea de calcul ... 53
2.2.4. Accelerația de calcul ... 54
2.2.5. Spectrul elastic de calcul ... 55
2.2.6. Spectre inelastice de calcul ... 56
2.2.7. Alegerea factorului de ductilitate de dimensionare ... 61
2.2.8. Forța seismică echivalentă ... 69
2.3. Calculul pe baza normelor ... 77
2.3.1. Generalități ... 78
2.3.2. Normativul american UBC (1988) ... 81
2.3.3. Normativul NZS 4203 din Noua Zeelandă (Proiect 1986) ... 83
2.3.4. Normativul german DIN 4149, Partea 1 (1981) ... 85
2.3.5. Normativul austriac B 4015, Partea 1 (1979) ... 88
2.3.6. Normativul elvețian SIA 160 (1989) ... 90
2.3.7. Compararea forțelor seismice echivalente din diferitele norme ... 93

3. PRINCIPII DE PROIECTARE ... 94
3.1. Definiții ale ductilității ... 95
3.1.1. Ductilitatea de deformație specifică ... 95
3.1.2. Ductilitatea de curbură ... 96
3.1.3. Ductilitatea de rotație ... 97
3.1.4. Ductilitatea de deplasare ... 97
3.1.5. Compararea ductilității de curbură și de deplasare la o consolă ... 98
3.1.6. Verificarea ductilității capabile ... 99
3.2. Caracteristicile materialelor de construcție ... 100
3.2.1. Mărimi caracteristice ale rezistenței ... 101
3.2.2. Oțelul de armătură ... 101
3.2.3. Betonul ... 105
3.3. Rezistența secțiunii ... 109
3.3.1. Încovoiere pură ... 110
3.3.2. Încovoiere cu forță axială ... 112
3.3.3. Forța tăietoare ... 118
3.3.4. Solicitări compuse ... 124
3.4. Măsuri constructive ... 124
3.4.1. Aderență și ancoraj ... 124
3.4.2. Lungimile de ancoraj ... 124
3.4.3. Dispunerea și ancorarea armăturii longitudinale ... 126
3.4.4. Îmbinarea armăturilor ... 126
3.4.5 Armarea transversală a zonelor de articulație plastică ... 128

4. CADRE DUCTILE ... 130
4.1. Modelarea ... 130
4.1.1. Cerințe generale ... 130
4.1.2. Rigidități secționale ... 132
4.1.3. Modelarea geometrică ... 134

4.2. Procedee de calcul ... 134
4.2.1. Calculul elastic "exact" ... 134
4.2.2. Calculul nelinear ... 134
4.2.3. Calculul elastic "adaptat" ... 135
4.2.4. Calculul la încărcări gravitaționale ... 135
4.2.5. Calculul la forțe orizontale ... 136
4.2.6. Regularitatea sistemului în cadre ... 144
4.3. Stabilirea momentelor în grinzi ... 145
4.3.1. Suprapunerea momentelor din forțele gravitaționale și din forțele seismice echivalente ... 145
4.3.2. Principii pentru redistribuirea momentelor ... 147
4.3.3. Redistribuirea tradițională a momentelor ... 149
4.3.4. Redistribuirea grafică a momentelor ... 152
4.4. Dimensionarea grinzilor ... 154
4.4.1. Plăcile de planșeu ... 154
4.4.2. Calculul la încovoiere al grinzilor ... 154
4.4.3. Calculul la forțe tăietoare ... 163
4.4.4. Întreruperea și ancorarea armăturii longitudinale ... 165
4.4.5. Stabilizarea armăturii longitudinale ... 165
4.5. Dimensionarea stâlpilor ... 168
4.5.1. Cu privire la proiectarea capacității de rezistență ... 168
4.5.2. Limitele de aplicare ... 168
4.5.3. Echilibrarea momentelor capabile în noduri ... 169
4.5.4. Coeficientul de amplificare dinamică pentru momentele din stâlpi ... 171
4.5.5. Forțele axiale de calcul ... 175
4.5.6. Momentele încovoietoare de calcul ... 177
4.5.7. Forțele tăietoare de calcul ... 180
4.5.8. Etapele de stabilire a forțelor tăietoare de calcul în stâlpi ... 181
4.5.9. Armarea verticală ... 182
4.5.10. Armarea transversală ... 185
4.6. Stabilitatea cadrelor ... 190
4.6.1. Efectul P-Δ ... 190
4.6.2. Metode uzuale de calcul ... 191
4.6.3. Indicele de stabilitate ... 192
4.6.4. Influența efectului P-Δ asupra comportării dinamice inelastice ... 194
4.6.5. Compensarea efectului P-Δ prin mărirea efortului capabil ... 198
4.6.6. Rezumatul procedeului ... 200
4.7. Calculul nodurilor de cadre ... 202
4.7.1. Criterii generale de calcul ... 202
4.7.2. Particularități ale comportării nodurilor ... 203
4.7.3. Tipuri de noduri ... 205
4.7.4. Noduri interioare în cadre plane ... 207
4.7.5. Nodurile interioare ale cadrelor spațiale ... 234

4.7.6. Particularități ale nodurilor interioare ... 237
4.7.7. Alte posibilități de alcătuire a nodurilor ... 242
4.7.8. Nodurile exterioare ... 245
4.7.9. Exemple de calcul și încercări ... 256
4.8. Cadre solicitate predominant gravitațional ... 263
4.8.1. Rezerve de rezistență la acțiuni seismice ... 263
4.8.2. Eforturi capabile corespunzătoare mecanismelor de grindă ... 265
4.8.3. Reducerea capacității de rezistență orizontală ... 269
4.8.4. Dimensionarea la forțe tăietoare ... 274
4.9. Cadre de fațadă solicitate predominant de acțiuni seismice ... 274
4.9.1. Particularități ... 274
4.9.2. Grinzi de parapet armate diagonal ... 275
4.9.3. Particularități constructive ... 276
4.9.4. Comportarea grinzilor la încercări ... 278
4.10. Etapele de proiectare a structurilor în cadre ... 278
4.11. Exemplu de calcul pentru un cadru ... 283
4.11.1. Descrierea structurii ... 283
4.11.2. Valorile de calcul ale materialelor ... 285
4.11.3. Acțiuni ... 285
4.11.4. Rigiditățile la încovoiere ale barelor ... 285
4.11.5. Eforturi secționale din încărcările gravitaționale ... 288
4.11.6. Eforturi secționale din acțiuni seismice ... 293
4.11.7. Grinda de margine 1-2-C-3-4 ... 301
4.11.8. Grinda interioară 5-6-7-8 ... 303
4.11.9. Stâlpul exterior (5) ... 309
4.11.10. Stâlpul interior (6) ... 311
4.11.11. Baza stâlpului (6) ... 313
4.11.12. Nodul exterior în dreptul stâlpului (5) ... 315
4.11.13. Nodul interior în dreptul stâlpului (6) ... 316

5. PEREȚI STRUCTURALI DUCTILI ... 319
5.1. Introducere ... 319
5.2. Sisteme de pereți structurali ... 321
5.2.1. Dispunerea pereților structurali în plan ... 321
5.2.2. Alcătuirea pereților structurali ... 324
5.3. Stabilirea eforturilor secționale ... 332
5.3.1. Modelarea ... 332
5.3.2. Calculul pereților structurali ... 338
5.4. Dimensionarea și alcătuirea constructivă ... 346
5.4.1. Moduri de cedare ... 347
5.4.2. Dimensionarea la încovoiere și ductilitate ... 349
5.4.3. Dimensionarea la forțe tăietoare ... 368
5.4.4. Dimensionarea riglelor de cuplare ... 374
5.5. Etapele de proiectare a pereților structurali ... 380

5.6. Aspecte specifice pereților structurali scurți ... 384
5.6.1. Tipuri de pereți structurali scurți ... 385
5.6.2. Comportarea la încovoiere și dispunerea armăturii ... 385
5.6.3. Comportarea la forfecare ... 386
5.6.4. Calculul la forțe înclinate de compresiune ... 388
5.6.5. Verificarea la lunecarea în rost ... 388
5.6.6. Calculul în secțiuni înclinate ... 394
5.6.7. Panouri de pereți înrămate ... 396
5.7. Exemplu de calcul pentru un sistem de pereți structurali plini ... 397
5.7.1. Descriere și ipoteze ... 397
5.7.2. Distribuția forței tăietoare de etaj ... 398
5.7.3. Dimensionarea unui perete ... 400
5.8. Exemplu de calcul pentru pereți structurali cuplați ... 406
5.8.1. Descriere și ipoteze de calcul ... 406
5.8.2. Etapele de calcul ... 408
5.9. Exemple de calcul pentru pereți structurali scurți ... 425
5.9.1. Perete structural cu solicitări seismice mari ... 425
5.9.2. Soluție alternativă pentru un perete structural solicitat predominant de acțiunea seismică ... 428
5.9.3. Peretele structural solicitat la o acțiune seismică redusă ... 430

6. STRUCTURI DUALE DUCTILE ... 432
6.1. Introducere ... 432
6.2. Tipuri de sisteme structurale duale ... 434
6.2.1. Conlucrarea cadrelor cu pereții structurali ... 434
6.2.2. Legarea prin grinzi a cadrelor cu pereții structurali ... 437
6.2.3. Sisteme structurale duale cu pereți încastrați parțial în fundații ... 438
6.2.4. Sisteme duale cu pereți structurali cu înălțime limitată ... 447
6.3. Etapele de calcul al sistemelor duale ... 452
6.4. Probleme speciale de modelare și calcul ... 465
6.4.1. Sistem structural foarte neregulat supus la forțe orizontale ... 465
6.4.2. Efectele de torsiune ... 465
6.4.3. Flexibilitatea diafragmelor orizontale ... 466
6.4.4. Rezistența necesară la lunecare a pereților structurali ... 468
6.4.5. Contribuția pereților structurali la rezistența seismică a sistemelor duale ... 470

7. STRUCTURI CU DUCTILITATE LIMITATĂ ... 472
7.1. Introducere ... 472
7.2. Procedeul de calcul ... 474
7.3. Cadre cu ductilitate limitată ... 475
7.3.1. Grinzile ... 476
7.3.2. Stâlpii în cazul mecanismelor de grindă ... 477
7.3.3. Stâlpii la mecanismele de etaj ... 480

7.3.4. Noduri de cadre 481
7.4. Pereți structurali cu ductilitate limitată 487
7.4.1. Pereți structurali cu efort predominant de încovoiere 487
7.4.2. Pereți structurali cu solicitare predominantă la forța tăietoare 490
7.5. Sisteme mixte cu ductilitate limitată 495

8. INFRASTRUCTURI ȘI FUNDAȚII 496
8.1. Introducere 496
8.2. Alegerea tipului de comportare a infrastructurii și fundațiilor 497
8.2.1. Suprastructura elastică 498
8.2.2. Suprastructura ductilă 498
8.2.3. Presiunile pe terenul de fundare 499
8.2.4. Frecarea pe terenul de fundare 499
8.3. Fundații și infrastructuri pentru structurile în cadre 499
8.3.1. Fundații izolate sub stâlpi 499
8.3.2. Fundații izolate, cuplate 500
8.3.3. Subsoluri rigide 502
8.4. Infrastructuri și fundații pentru sistemele cu pereți structurali 502
8.4.1. Infrastructuri și fundații elastice 502
8.4.2. Infrastructuri ductile 504
8.4.3. Fundații (infrastructuri) basculante 505
8.4.4. Fundații pe piloți 507
8.4.5. Influența deformării terenului de fundare 512
8.4.6. Exemple de infrastructuri și fundații 513

Anexa A 519

Anexa B 523

Bibliografie 526

1

INTRODUCERE

1.1. Formularea problemei

Din ce în ce mai frecvent se cere inginerului proiectant de structuri să prezinte calcule cu privire la protecția antiseismică. Această evoluție poate fi explicată prin următoarele cauze:

- Cutremurele din ultimul timp au avut urmări devastatoare chiar și asupra clădirilor moderne. Acesta a fost, de exemplu, cazul cutremurului din septembrie 1985 din Mexic, în timpul căruia un număr mare de clădiri, realizate înainte cu numai câțiva ani, s-au prăbușit sau au suferit avarii importante (v. fig. 1.1). Părerea, larg răspândită, conform căreia structurile noi și moderne prezintă, în comparație cu cele mai vechi, o protecție antiseismică mai bună sau adesea suficientă, fără măsuri sau calcule speciale, s-a dovedit a fi eronată. Dimpotrivă, structurile moderne, construite cu economie de materiale, pot fi foarte vulnerabile și trebuie, din această cauză, dimensionate cu atenție la acțiuni seismice.
- Cerințele privind siguranța proprietarilor și a beneficiarilor construcțiilor au sporit, iar efectele negative ale cutremurelor nu mai sunt privite ca inevitabile. Protecția vieții umane este tratată cu mai multă seriozitate. A crescut, în același timp, disponibilitatea de a accepta anumite cheltuieli suplimentare în vederea unei protecții antiseismice mai bune a construcțiilor.
- Pe lângă protecția vieților omenești, realizată printr-un grad de asigurare suficientă față de colaps, se tinde din ce în ce mai mult să se asigure o protecție satisfăcătoare față de degradări și avarii. Pentru cutremurele relativ frecvente, de mică intensitate, avariile ar trebui excluse complet. În cazul cutremurelor mai puternice, avariile sunt inevitabile, dar trebuie limitate pentru componentele structurale. Se admit avarii ale elementelor nestructurale, cu toate că cheltuielile de remediere pot deveni considerabile. Numai în cazul unor cutremure foarte rare, de mare intensitate, se admit avarii importante, inclusiv la structură, fără a provoca totuși prăbușirea.
- Pentru construcțiile a căror funcționare imediat după cutremur este indispensabilă menținerea capacității de exploatare devine scopul predominant. Se

construiesc tot mai multe obiective a căror avariere în urma unui curtremur poate avea consecinţe nefaste asupra mediului înconjurător. Dintre acestea fac parte instalaţiile chimice, depozitele de materiale periculoase din punct de vedere ecologic, centralele nucleare, barajele etc.

- Chiar şi în ţările cu seismicitate limitată, se cer tot mai mult măsuri de prevenire a efectelor cutremurelor, aspect legat în primul rând de vulnerabilitatea şi concentrarea unor valori materiale într-un spaţiu restrâns, ceea ce poate conduce la creşterea pagubelor potenţiale.
- Normele de protecţie antiseismică se adaptează în mod curent experienţei şi cunoştinţelor nou dobândite. Pe plan mondial se înregistrează tendinţa de creştere a cerinţelor de protecţie antiseismică. Din această cauză, cerinţele referitoare la concepţia şi alcătuirea structurilor din punctul de vedere al comportării la acţiuni seismice devin mereu mai severe.

Eforturile generate de acţiunile seismice în sistemele structurale ale construcţiilor înalte impun cerinţe cu un caracter foarte special. Acestea se deosebesc radical de cele care decurg din preluarea eforturilor datorate încărcărilor gravitaţionale, adică a celor din greutatea proprie, încărcările permanente şi încărcările utile, cât şi a celor din vânt. Accelerаţiile legate de mişcarea terenului şi forţele corespunzătoare generează vibraţii ale structurii. Energia de mişcare indusă poate fi considerabilă la cutremurele puternice. Numai o mică parte a acestei energii este absorbită prin deformaţii elastice, sau sub formă de energie cinetică. Cea mai mare parte trebuie disipată prin deformaţii plastice, transformându-se în căldură. Prin aceasta, amortizarea de care dispunem în stadiul elastic este considerabil mărită prin disiparea histeretică.

Ca parametru pentru cuantificarea deformaţiilor plastice maxime posibile se utilizează *factorul de ductilitate*, numit, de asemenea, şi capacitate de deformare postelastică. El reprezintă raportul dintre deformaţia totală şi deformaţia elastică maximă la începerea curgerii [v. formula (3.4)]. Elementele structurale ductile prezintă o capacitate de deformare plastică importantă, spre deosebire de elementele casante care trebuie evitate pe cât posibil. Deformaţiile plastice se dezvoltă, de obicei, în anumite zone limitate ale structurii, denumite şi "articulaţii plastice", care vor fi alcătuite şi armate în mod special pentru a asigura o comportare plastică controlată. Sub acţiunea încărcărilor de exploatare, cum ar fi încărcările gravitaţionale, cele din vânt sau chiar forţele seismice de mică intensitate, aceste zone trebuie să rămână intacte (adică să prezinte o comportare elastică). La deformaţii mări, repetate, capacitatea de rezistenţă trebuie să fie puţin diminuată.

Acţiunile seismice asupra structurilor sunt reprezentate, de regulă, prin forţe statice orizontale sau forţe seismice echivalente. Între forţele echivalente corespunzătoare unei acţiuni seismice de o anumită intensitate şi ductilitatea sistemului structural există o interdependenţă pronunţată.

Întrucât, în esenţă, trebuie disipată energie, produsul dintre capacitatea de rezistenţă şi deformaţia corespunzătoare trebuie să atingă o anumită valoare. Din această cauză, o ductilitate mică necesită forţe echivalente mari, iar o ductilitate mare

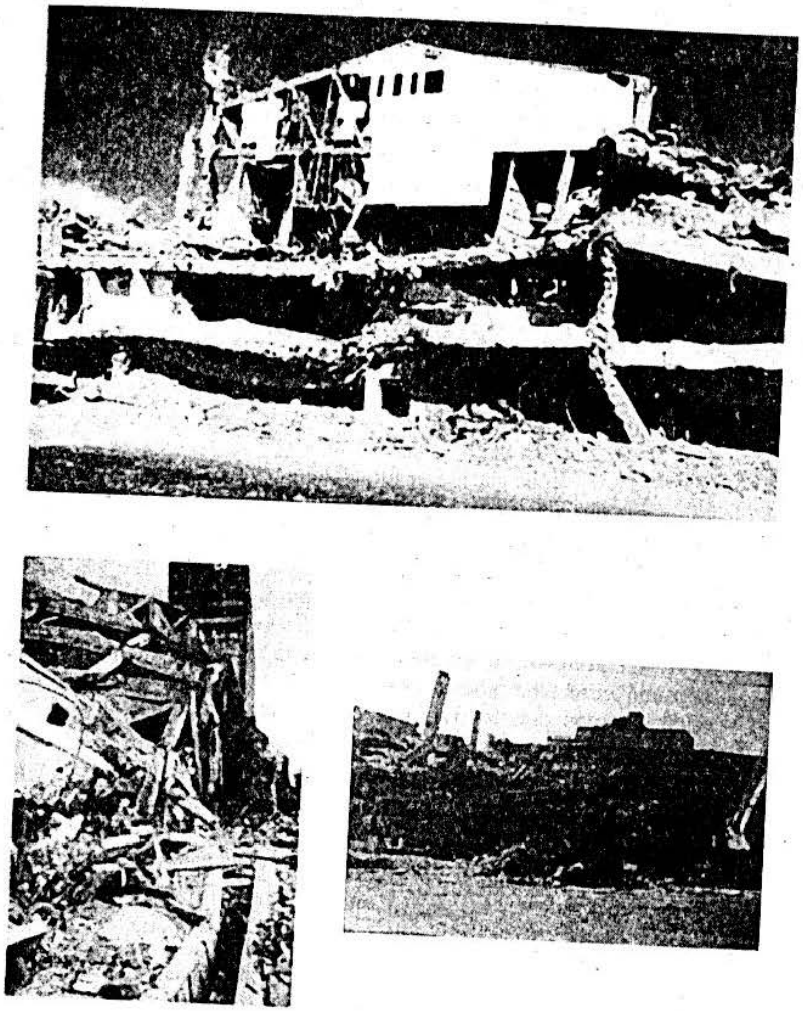


Fig 1.1. Exemple de clădiri moderne prăbuşite în Mexico-City, 1985: teatrul (sus); construcţie în cadre cu contravântuiri (stânga); construcţie cu planşee-dală (dreapta) [A15].

permite forţe echivalente scăzute. Mărimea forţelor seismice echivalente este cea care determină capacitatea necesară de rezistenţă a unei structuri date.

Structurile din beton armat pentru construcţii înalte sunt, în general, mult răspândite. Pentru construcţiile înalte, situate în zone cu seismicitate pronunţată, s-a

recurs până în prezent, cu precădere, la structuri metalice. În ultimii ani s-a demonstrat, totuşi, că şi structurile din beton armat se pretează, în principiu, pentru construcţii înalte situate în zone seismice. La proiectarea acestora trebuie însă respectate reguli şi procedee speciale, similare celor pentru structurile metalice.

Comportarea nesatisfăcătoare a unor structuri înalte din beton armat la acţiuni seismice se poate explica prin următoarele inconsecvenţe şi neajunsuri ale procedeelor uzuale de proiectare:

- Se acceptă o valoare mare a factorului de ductilitate, fără a se lua şi aplica măsuri constructive care să asigure realizarea acestei ductilităţi. Acceptând un factor de ductilitate exagerat de mare, se ajunge la forţe echivalente şi la capacităţi de rezistenţă mici; din această cauză, structurile sunt suprasolicitate în caz de cutremur şi se pot prăbuşi (v. fig. 1.1).
- La proiectare nu se aleg de la bun început zone plastice potenţiale precise. Dacă s-ar proceda aşa, ductilitatea acceptată iniţial ar putea fi asigurată pentru întreaga structură. Acest lucru este rareori realizat, fiind neglijat în majoritatea cazurilor. Din acelaşi motiv, nu poate fi obţinută o ierarhie a capacităţilor de rezistenţă; articulaţiile plastice se formează mai mult sau mai puţin necontrolat ca loc şi timp, iar comportarea structurii nu mai corespunde în general premiselor de calcul, lipseşte prin urmare o strategie conştientă de proiectare.
- Importanţa calculelor dinamice detaliate este adesea exagerată. Rezultatele unor astfel de calcule depind în mare măsură de variaţia în timp a mişcării terenului. Funcţie de conţinutul de frecvenţe al cutremurului, fie că acesta este reprezentat printr-o accelerogramă scalată la nivelul dorit, fie printr-o accelerogramă generată artificial, formele proprii de oscilaţie ale structurii sunt excitate în mod diferit. Luarea în considerare a mai multor accelerograme provoacă o creştere considerabilă a volumului de calcule.
- Spre deosebire de calcul, alcătuirea constructivă este adeseori neglijată. Din această cauză, precum şi datorită ipotezelor optimiste menţionate mai sus cu privire la obţinerea unei ductilităţi substanţiale fără măsuri speciale, comportarea structurii în domeniul postelastic rămâne mult în urma aşteptărilor. Aceasta conduce repede la avarii şi la deformaţii mari, care, la rândul lor, provoacă creşterea eforturilor şi măresc considerabil pericolul de prăbuşire.

Cu toate că măsurile curente de protecţie antiseismică sunt asociate adesea cu cheltuieli mari, comportarea reală a structurii rămâne insuficient cunoscută, respectiv prevăzută. Nu se poate considera, deci, că aceste cheltuieli conduc la rezultate mulţumitoare.

Excepţie fac acele clădiri înalte la care se impune o comportare elastică chiar sub acţiuni seismice şi, din această cauză, pot fi proiectate prin metode uzuale. Aceste metode nu necesită o tratare specială din punct de vedere constructiv al structurii şi nici nu vor fi abordate în prezenta lucrare.

1.2. Scopul lucrării

Scopul prezentei lucrări constă în a oferi un îndrumător pentru proiectarea antiseismică a structurilor înalte din beton armat, prin procedee ce implică următoarele consideraţii:

1. Forţa seismică echivalentă este stabilită pe baza unei ductilităţi adecvate, alese în mod conştient şi a cărei realizare a fost dovedită suficient pe bază experimentală.
2. Sistemul structural este dimensionat pe baza metodei directe, deterministe a "proiectării capacităţii de rezistenţă". Metoda nu necesită reluarea calculelor, ipoteze şi verificări suplimentare.
3. Întregul sistem structural trebuie alcătuit constructiv cu atenţie, prevăzându-se măsuri constructive adecvate în zonele plastice potenţiale stabilite iniţial.

Acest procedeu prezintă, faţă de cele curent utilizate anterior, avantaje importante.

- Eforturile în elementele structurale sunt determinate în limitele preciziei calculelor celorlalte. Ele nu sunt dependente de caracterul mişcărilor seismice, naturale sau artificiale, care pot excita structura. Procedeul necesită totuşi să se stabilească şi să se ţină cont de capacităţile de rezistenţă probabile reale ce pot fi dezvoltate în articulaţiile plastice.
- Structura de rezistenţă poate fi proiectată deterministic respectând următoarele puncte principale (strategia de proiectare):
  1. Se va stabili o ierarhie logică precisă a capacităţilor de rezistenţă ale componentelor structurii.
  2. Zonele plastice alese vor fi înzestrate cu o capacitate de deformare postelastică sigură, necesară asigurării ductilităţii acceptate iniţial.
- Structura realizează o comportare controlată sub deplasările maxime aşteptate, cu toate că mişcarea terenului are o natură destul de aleatorie.
- Regulile date pentru alcătuirea constructivă uşurează şi standardizează realizarea în detaliu a elementelor structurale din beton armat. În pofida acestui fapt, respectând strategia de proiectare descrisă, rămâne un spaţiu destul de larg pentru idei noi constructive.
- Strategia de proiectare prezentată poate fi aplicată la orice tip de structuri, conducând în fiecare caz la concepte clare pentru proiectarea de detaliu.

S-a acordat o atenţie deosebită faptului ca atât procedeele şi regulile de proiectare, cât şi fundamentarea lor să fie prezentate într-o formă uşor accesibilă. Prin aceasta s-a urmărit uşurarea eventualelor detalieri ale metodei proiectării capacităţii de rezistenţă prezentate sau a altor soluţii de detaliu, în special în domeniul constructiv.

1.3. Eforturi secţionale şi capacităţi de rezistenţă*

Metodele de dimensionare trebuie să acopere cât mai complet posibil comportarea structurii. La acţiuni seismice, deformaţiile plastice şi, prin aceasta, capacitatea de rezistenţă a structurii în totalitate ca şi a părţilor sale componente joacă un rol important. Eforturile secţionale se vor determina corespunzător nivelului de siguranţă admis şi trebuie să fie mai mici decât capacităţile de rezistenţă minime.

1.3.1. Condiţia generală de proiectare

Condiţia generală de proiectare este:

$$S_u \le \Phi R_i \quad \text{sau} \quad S_u \le \frac{R_i}{\gamma_R}, \tag{1.1}$$

unde: S_u este valoarea de calcul a efortului secţional;

R_i – capacitatea de rezistenţă;

Φ – factorul de reducere a capacităţii de rezistenţă;

γ_R – coeficientul de siguranţă al capacităţii de rezistenţă precizat de norme;

ΦR_i, R_i / γ_R – valoarea de calcul a capacităţii de rezistenţă.

Valoarea de calcul a efortului secţional este un moment încovoietor, o forţă tăietoare, o forţă axială sau un moment de torsiune. Ea este determinată pe baza valorilor de calcul ale acţiunilor. Capacităţile de rezistenţă sunt determinate pe baza rezistenţelor de calcul ale materialelor. Factorul de reducere a capacităţii de rezistenţă, respectiv coeficientul capacităţii de rezistenţă depind de tipul structurii şi de modul de cedare.

Bazele necesare alegerii sau determinării acestor mărimi sunt, de regulă, precizate în norme. În cazuri speciale, inginerul este nevoit să-şi fundamenteze singur criteriile de alegere a valorilor corespunzătoare. În prezenta lucrare se utilizează valorile acceptate în general în Noua Zeelandă. Acestea sunt egale sau foarte apropiate de cele uzuale din majoritatea ţărilor anglo–saxone precum S.U.A, Canada şi Australia.

1.3.2. Acţiuni

Încărcările sunt acţiuni generate de acceleraţia gravitaţională. Ele mai sunt denumite şi greutăţi: greutatea proprie, încărcări permanente, încărcări utile etc.

Forţele sunt acţiuni datorate altor cauze decât forţa gravitaţională: forţe din vânt, forţe seismice, autotensiuni datorate deformaţiilor impuse etc.

Majoritatea normelor dau valori de referinţă pentru acţiuni, care apar cu o anumită probabilitate, de exemplu: valori medii pentru greutăţile proprii, valori caracterizate de un anumit fractil pentru încărcări utile, pentru forţele din vânt etc. Valorile de calcul ale acţiunilor sunt în general valori extreme, care se stabilesc prin

* În numeroasele formule din lucrare, simbolurile unităţilor de măsură sunt scrise între paranteze drepte, la sfârşitul formulei.

Se face precizarea că aceste unităţi de măsură nu se referă la mărimea explicitată, ci la diverse mărimi ce apar în cadrul formulei (n t.).

înmulţirea valorii de referinţă (valoarea caracteristică) a acţiunii cu un factor – numit de regulă factor de încărcare.

Următoarele enunţuri, cu privire la diferite acţiuni, se referă la valorile caracteristice (de referinţă).

a) Încărcări de lungă durată

Încărcările de lungă durată sunt reprezentate de greutatea proprie şi de încărcările permanente. Valorile caracteristice ale greutăţii proprii ale elementelor (valori medii) pot fi stabilite relativ uşor, în special dacă dispunem de planurile de detaliu. Valorile încărcărilor permanente corespunzătoare greutăţii pardoselilor, pereţilor de compartimentare etc. se stabilesc de obicei după norme, putând fi observate totuşi diferenţe considerabile. O parte a acestora este oricum luată în consideraţie prin aplicarea de factori diferiţi pentru greutăţile proprii şi încărcările permanente.

La calculul static obişnuit, greutăţile proprii şi încărcările permanente sunt luate adesea mai mari decât încărcările reale din considerente legate de siguranţa structurală. Acest fapt trebuie luat în consideraţie la calculul la acţiuni seismice, de exemplu la evaluarea forţei axiale în stâlpi.

b) Încărcări utile

Valorile caracteristice ale încărcărilor utile (încărcări mobile) sunt stabilite în general de norme. Ele se bazează pe aproximaţii şi pe practica inginerească, iar în ultimul timp şi pe date statistice [C2]*). La construcţiile înalte, încărcările utile sunt considerate de obicei simplificat, sub forma unor încărcări distribuite uniform. Pentru anumite cazuri, cum ar fi garajele, casa scărilor şi sălile de maşini, se prescriu de asemenea încărcări concentrate.

Întrucât, o dată cu creşterea suprafeţei încărcate, probabilitatea atingerii valorii de referinţă a încărcării utile pe toată suprafaţa scade, normele prevăd de obicei o diminuare corespunzătoare. De exemplu, conform [X8] şi [C2], într-o clădire multietajată încărcările utile corespunzătoare calculului unei grinzi sau unui stâlp pot fi diminuate cu factorul α:

$$Q_{r,\alpha} = \alpha Q_r, \tag{1.2}$$

$$\text{cu } \alpha = 0.3 + \frac{3}{\sqrt{A}} \le 1{,}0 \text{ unde } A \ge 20 \ [\text{m}^2] \tag{1.3}$$

unde: Q_r este valoarea de referinţă a încărcării utile;

$Q_{r,\alpha}$ – valoarea redusă a încărcării utile;

A – suprafaţa de încărcare.

Pentru dimensionarea elementelor structurale la forţe seismice orizontale ar putea fi indicat să se folosească în locul valorii de referinţă a încărcării utile (diminuată în orice caz cu α), o valoare mai mică, şi anume, încărcarea utilă cea mai probabilă, deoarece atât valorile prea mari, cât şi cele prea mici pot conduce la urmări defavorabile (de exemplu la interacţiunea încovoiere/forţă axială în stâlpi). Din această cauză, în diferite norme (de ex. [X12]) se indică în mod special încărcările utile care trebuie

*) În acest mod sunt notate trimiterile la referinţele bibliografice de la sfârşitul lucrării (n. trad.).

aplicate simultan cu acțiunile seismice. Acest lucru se poate face și prin proiectarea unui factor de încărcare, cu care se multiplică valoarea încărcării utile (v. fig. 1.2).

c) Acțiuni seismice

În prezenta lucrare, ca valoare de referință a acțiunii seismice se folosește de obicei *forța seismică echivalentă* (v. capitolul 2). Aceasta este forța totală, considerată static, care acționează asupra structurii, înlocuind acțiunile seismice reale. Din distribuția forței echivalente totale pe înălțimea construcției se obțin forțe echivalente de nivel, numite simplu *forțe echivalente*.

Metoda proiectării capacității de rezistență poate fi aplicată și atunci când forțele seismice se calculează cu ajutorul spectrelor de răspuns, acceptând suprapunerea participării diferitelor forme de oscilație, sau pe baza spectrelor neelastice de răspuns sau cu ajutorul calculului dinamic. Aceste procedee nu ne scutesc însă de necesitatea asigurării unei ierarhii clare a capacităților de rezistență. În special în cazul structurilor în cadre, stâlpii trebuie tratați cu mai multă atenție decât grinzile.

d) Alte acțiuni

La proiectarea unei structuri trebuie, bineînțeles, luate în considerație, pe lângă cele menționate, și alte acțiuni, precum cele datorate vântului sau variațiilor termice. În mod curent, se pleacă de la ipoteza că acestea nu au loc simultan cu acțiunile seismice, respectiv, nu au o importanță determinantă în caz de cutremur. Prezenta lucrare pornește de la premisa că eforturile determinante rezultă din combinarea acțiunilor gravitaționale (greutatea proprie, încărcările permanente și utile) și forțele seismice echivalente.

1.3.3. Eforturi

Valorile de calcul ale eforturilor se stabilesc, de regulă, din combinări ale valorilor de calcul ale acțiunilor. Acestea corespund produsului între factorul de încărcare și valorile caracteristice ale acțiunilor:

$$S_u = S(\gamma_D D, \gamma_L L, \gamma_E E), \tag{1.4}$$

unde: S_u este valoarea de calcul a efortului;
D, L, E – valoarea caracteristică a încărcării de lungă durată, a încărcării utile, respectiv a încărcării seismice;
$\gamma_D, \gamma_L, \gamma_E$ – factorul de încărcare pentru încărcări de lungă durată, încărcare utilă, respectiv forța seismică;
$\gamma_D D, \gamma_L L, \gamma_E E$ – valori de calcul ale acțiunilor.

Pentru obținerea celor mai defavorabile valori de calcul ale eforturilor în secțiunea studiată trebuie luate în considerație diferite combinații ale valorilor de calcul ale acțiunilor. Valorile de calcul ale acțiunilor, respectiv factorii de încărcare, vor fi variați în mod corespunzător. Tabelul din figura 1.2 prezintă combinații tipice ale factorilor de încărcare:

Valoarea de calcul a eforturilor se referă, de regulă, la eforturile secționale, putând fi denumită astfel *valoare de calcul a efortului secțional*. Pentru stabilirea valorii de calcul a efortului secțional se pot însuma eforturile generate de valorile de

calcul ale diferitelor acțiuni, dacă considerăm că acestea nu se influențează reciproc (adică între ele nu există o interacțiune). Astfel, pe baza factorilor de încărcare uzuali în Noua Zeelandă (și în același mod sau în mod similar în majoritatea țărilor anglo-saxone), valoarea de calcul a efortului secțional rezultă:

Țara	γ_D	γ_L	γ_E
Noua Zeelandă [X8]	1,4	1,7	–
	1,0	1,3[a]	1,0
	0,9	–	1,0
Elveția [X12]	1,3	1,5	–
	1,0	0,3 – 1,0[b]	1,0

a) Pentru solicitări calculate cu luarea în considerație a suprarezistenței în articulația plastică este valabil $\gamma_L = 1,0$.
b) depinzând de funcțiune.

Fig. 1.2. Factori tipici de încărcare.

În general:

$$S_u = 1,4S_D + 1,7S_L \tag{1.5}$$

$$\text{sau } S_u = 1,0S_D + 1,3S_L + 1,0S_E \tag{1.6}$$

$$\text{sau } S_u = 0,9S_D + 1,0S_E \tag{1.7}$$

unde: S_D, S_L, S_E sunt eforturi secționale generate de valori caracteristice ale acțiunilor corespunzătoare.

Când eforturile au fost stabilite ținând cont de deformațiile plastice cauzate de cutremure și, în consecință, de suprarezistența (v. subcapitolul 1.3.4, c) dezvoltată în articulațiile plastice:

$$S_u = 1,0S_D + 1,0S_L + 1,0S_{o,E} \tag{1.8}$$

$$\text{sau } S_u = 0,9S_D + 1,0S_E \tag{1.9}$$

unde: $S_{o,E}$ este efortul secțional calculat ținând cont de suprarezistența dezvoltată sub acțiunea seismică.

Formula (1.7), respectiv formula (1.8) se aplică atunci când eforturile date de încărcările gravitaționale acționează favorabil în raport cu cele generate de acțiunea seismică (de exemplu, atunci când momentele rezultate din încărcările de lungă durată și din acțiunea seismică au semne diferite).

Aceste ecuații sau ecuații analoge se aplică în alte norme pentru stabilirea valorii de calcul a momentului M, a forței tăietoare V, a forței axiale N și a momentului de torsiune T. Valorile de calcul ale eforturilor secționale sunt numite de asemenea moment de calcul, forță tăietoare de calcul, forță axială de calcul etc.

Notația S_E are în prezenta lucrare o semnificație generală și una specială:

- În conformitate cu principiul care stă la baza ecuațiilor (1.4), (1.7) și a definițiilor care decurg din acestea, se definește semnificația generală a S_E ca fiind efortul secțional corespunzător valorii caracteristice a forței seismice.

Acest efort secțional poate fi calculat pe căi diferite, acceptând o comportare elastică sau elasto-plastică a structurii, de exemplu prin:
- procedeul forțelor seismice echivalente;
- procedeul spectrului de răspuns (suprapunere modală);
- calculul dinamic (răspunsul structurii ca funcție de timp la diferite excitații seismice).

• În prezenta lucrare se utilizează de regulă efortul secțional calculat pe baza forțelor seismice echivalente (vezi subcapitolul 1.3.2, c). Astfel semnificația specială a S_E este :

S_E : efortul secțional (M_E, V_E, P_E, T_E) calculat pe sistemul elastic acționat de forțe seismice echivalente F_j.

Deoarece din context rezultă clar la care din semnificațiile lui S_E se face referință, nu a fost considerată necesară introducerea a două simboluri diferite.

Notația $S_{o,E}$ se folosește pentru eforturile secționale asociate suprarezistenței, generate de deplasările orizontale mari provocate de acțiunea seismică și nu de alte forțe exterioare. La această acțiune încărcările gravitaționale rămân mai mult sau mai puțin constante. Eforturile secționale $S_{o,E}$ provin adesea din plastificarea unui element învecinat (de exemplu, momentul plastic $M_{o,E}$ din zona plastică a unei grinzi acționează asupra stâlpului învecinat). Elementul respectiv trebuie dimensionat în acest caz pentru valoarea de calcul a efortului secțional, determinat conform ecuației (1.8), respectiv (1.9).

1.3.4. Capacități de rezistență

La dimensionarea la acțiuni seismice trebuie avute în vedere capacități de rezistență definite în mod diferit:
- efortul capabil de calcul R_i;
- capacitatea medie de rezistență R_m;
- capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței R_o.

a) Efortul capabil de calcul

Efortul capabil de calcul R_i se stabilește pe baza rezistențelor de calcul ale materialelor de construcție. Rezistențele de calcul reprezintă valori idealizate, stabilite prin norme.

Valoarea de dimensionare a capacității de rezistență (denumită și *capacitate de rezistență minimă*) se stabilește prin reducerea efortului capabil de calcul:

$$\Phi R_i \quad \text{respectiv} \quad \frac{R_i}{\gamma_R}. \tag{1.10}$$

Factorul de reducere al capacității de rezistență Φ, respectiv indicele γ_R sunt indicate în norme și depind adesea de sistemul structural și de tipul de cedare (ductilă, casantă etc.). Valori tipice sunt:
• Φ = 0,7 la 0,9: de ex. conform [X3] pentru încovoiere Φ=0,9, pentru deplasare Φ = 0,85;

• γ_R = 1,1 la 1,3; de ex. conform [X13] în general γ_R=1,2.

Pentru dimensionarea la eforturile stabilite ținând cont de suprarezistență în zonele plastice, se va aplica $\Phi = \gamma_R$ =1,2.

În cele ce urmează se va utiliza numai factorul de reducere a capacității de rezistență, înlocuirea sa cu $1/\gamma_R$ este însă oriunde posibilă. Valoarea de calcul a capacității de rezistență este ca și valoarea de calcul a efortului secțional, o forță generalizată, care acționează pe o secțiune.

Capacitatea de rezistență necesară este conform ecuației (1.1):

$$R_i = S_u/\Phi \quad \text{respectiv} \quad R_i = S_u \cdot \gamma_R \,. \tag{1.11}$$

b) Capacitatea medie de rezistență

În cazul calculului dinamic sau la calculele bazate pe încercări se urmărește stabilirea comportării probabile a unei structuri. În asemenea cazuri este necesar să se determine capacitățile de rezistență calculate cu rezistențele medii probabile rezultate din prelucrarea rezistențelor determinate pe un eșantion reprezentativ de probe din materialele utilizate. Capacitatea medie de rezistență (valoarea cea mai probabil) R_m pentru un efort secțional este:

$$R_m = \Phi_m R_i \,, \tag{1.12}$$

unde: Φ_m este factorul care exprimă raportul între eforturile capabile calculate cu rezistența de calcul și cele stabilite cu rezistențe medii.

În mod tipic, rezultă pentru efortul capabil mediu la încovoierea unei secțiuni de grindă armată cu oțel S500c, conform subcapitolului 3.2.2,b $M_m = 1{,}20 M_i$. Mărirea lui M_i se obține, practic, numai printr-o limită mai mare de curgere a armăturii întinse, deoarece datorită armăturii comprimate, datorită unei anumite confinări a betonului și creșterii corespunzătoare a rezistenței lui la compresiune, brațul interior nu se modifică practic.

c) Capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței

Pentru aplicarea metodei proiectării capacității de rezistență la structuri supuse acțiunilor seismice de mare intensitate va fi necesară evaluarea capacității de rezistență care se realizează efectiv, în urma dezvoltării așa-numitei *suprarezistențe*. La deformările plastice mari ale elementelor structurale sunt activate rezistențe ale materialelor de construcție mai mari decât valorile lor medii și sensibil mai mari decât valorile de calcul. Capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței pentru eforturile secționale este:

$$R_o = \lambda_o R_i \,, \tag{1.13}$$

unde: R_o este capacitatea de rezistență în cazul suprarezistenței;

λ_o – coeficientul de suprarezistență exprimat pentru capacitatea de rezistență.

În mod tipic, rezultă pentru capacitatea de rezistență la încovoiere asociată suprarezistenței unei secțiuni de grindă armată cu oțel S500c, conform subcapitolului

3.2.2.b. $M_o = \lambda_o M_1 = 1{,}23 M_1$. Coeficientul de suprarezistență este determinat în acest caz în primul rând de diferența între rezistența medie a oțelului armăturii și cea de calcul, cât și de ecruisarea acestuia după depășirea limitei de curgere. La stâlpi și la pereți structurali cu forțe axiale mari, capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței trebuie stabilită ținând cont de mărimea forței axiale. În cazul unor forțe axiale mari de compresiune, betonul confinat poate avea o contribuție importantă la suprarezistență (v. subcapitolul 3.3.2).

Este adesea util ca, în loc de a raporta capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței la efortul capabil R_i, să o exprimăm în funcție de efortul secțional generat de acțiunea seismică de referință (în cazul nostru, efortul secțional generat de forțele seismice echivalente – v. subcapitolul 1.3.3). Rezultă:

$$R_o = \Phi_o S_E ; \; \Phi_o = \frac{R_o}{S_E}, \tag{1.14}$$

unde Φ_o este coeficientul de suprarezistență pentru efortul secțional dat de valoarea de referință a acțiunii seismice.

Prin Φ_o se iau în considerație, spre deosebire de λ_o, următoarele influențe suplimentare:

- coeficientul de reducere al efortului secțional;
- eforturile secționale din încărcări gravitaționale;
- distribuția eforturilor secționale elastice admisă pentru dimensionare;
- sporul de efort capabil ca urmare a alegerii unor arii de armături mai mari decât cele strict rezultate din calcul.

Dacă eforturile secționale datorate încărcărilor gravitaționale sunt nesemnificative față de cele datorate acțiunilor seismice, iar ultimele două influențe menționate lipsesc, rezultă pentru $R_i \geq S_E / \Phi$, conform ecuației (1.11), următoarele *valori ideale* pentru R_o și Φ_o:

$$R_{o,ideal} = \frac{\lambda_o}{\Phi} S_E ; \quad \Phi_{o,ideal} = \frac{\lambda_o}{\Phi}, \tag{1.15}$$

În mod tipic, pentru astfel de cazuri rezultă, de regulă, cu $\lambda_o = 1{,}23$ (oțel S500c) și $\Phi = 0{,}9$ la încovoiere un factor de suprarezistență de $\Phi_{o,ideal} \approx 1{,}4$ și din acesta $M_o \approx 1{,}4 M_E$.

La sistemele structurale în întregime sau la o parte din acestea se poate exprima *capacitatea de rezistență de sistem* asociată suprarezistenței, cu ajutorul relației:

$$\psi_o = \frac{\sum R_o}{\sum S_E} = \frac{\sum \Phi_o S_E}{\sum S_E}, \tag{1.16}$$

unde ψ_o este coeficientul de suprarezistență al sistemului.

Cu $R_{o,ideal}$ și $\Phi_{o,ideal}$ pentru R_o și Φ_o în ecuația (1.16) rezultă *valoarea ideală* pentru coeficientul de suprarezistență a sistemului:

$$\psi_{o,ideal} = \Phi_{o,ideal} \tag{1.17}$$

Cu ψ_o și $\psi_{o,ideal}$ se poate evalua capacitatea de rezistență a unui sistem structural sau a unei părți dintr-un sistem, în raport cu eforturile date de forțele seismice echivalente. Acest lucru va fi exemplificat, pentru cadrele etajate, în subcapitolul 4.4.2.f.

1.4. Metoda proiectării capacității de rezistență

Metoda proiectării capacității de rezistență descrisă în prezenta lucrare a fost elaborată în ultimii 15 ani și adusă în stadiul actual de aplicare practică, în primul rând de cercetătorii neo-zeelandezi. Ea se pretează foarte bine la proiectarea deterministă rațională a structurilor de toate tipurile, în primul rând la acțiuni seismice; de asemenea, ea permite, între altele, utilizarea în condiții de securitate și economicitate a betonului armat pentru construcții înalte în zone seismice.

Metoda de proiectare a capacității de rezistență se bazează pe următoarele principii:

1. Limitarea efortului

Eforturile maxime posibile în structură sunt păstrate în limite acceptabile prin luarea de măsuri corespunzătoare în întregul domeniu de deformare.

2. Stabilirea de zone pentru disiparea energiei

Zonele pentru disiparea energiei vor fi stabilite precis în timpul proiectării și vor fi alcătuite constructiv potrivit cu eforturile ce le revin.

3. Protejarea zonelor casante împotriva suprasolicitării

Zonele cu tendință de cedare casantă sau care nu se pretează, în general, la o disipare stabilă a energiei vor fi protejate împotriva unor eforturi excesive și rămân, indiferent de intensitatea acțiunii seismice, totdeauna elastice.

4. Comportarea ductilă a structurii de rezistență

Structura, în totalitatea ei, prezintă, în pofida zonelor casante, o comportare ductilă cu o capacitate mare de deformare.

1.4.1. Exemplu introductiv

Întrucât eforturile ce revin elementelor structurale izolate sunt greu de evaluat – în special sub acțiuni seismice – și depind de deformațiile întregii structuri, elementele structurale vitale, care asigură stabilitatea întregii structuri, vor fi acționate de eforturile secționale asociate plastificării zonelor învecinate.

Astfel, dimensionarea devine independentă de deformarea structurii. Dacă apare o deformație mai mare a structurii decât cea așteptată, nu apar alte articulații plastice, ci același sistem structural plastificat se deformează ceva mai mult. Dacă zonele plastificate sunt alcătuite conform regulilor indicate în prezenta lucrare, există siguranța că, pe lângă ductilitatea acceptată la calculul forțelor seismice echivalente, dispunem de o capacitate de deformare suplimentară. Articulațiile plastice limitează astfel solicitările la care este supus sistemul structural. Pe această cale se evită

suprasolicitările elementelor structurale care au fost considerate elastice şi care au fost alcătuite în consecinţă, acceptându-se premisa unei ruperi casante.

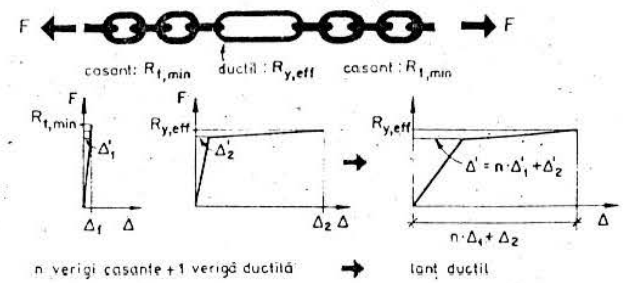


Fig.1.3. Principiul limitării efortului cu ajutorul elementelor ductile.

Un sistem simplu de acest tip este reprezentat de lanţul din fig. 1.3: o verigă foarte ductilă, cu capacitatea de rezistenţă efectivă $R_{y,eff}$, protejează celelalte verigi casante ale lanţului care au o capacitate de rezistenţă minimă garantată $R_{t,min}$, dacă:

$$R_{y,eff} < R_{t,min} . \qquad (1.18)$$

Forţele în verigile casante rămân limitate de capacitatea de rezistenţă la întindere a verigii ductile, atât timp cât capacitatea ei de deformare nu este depăşită, iar $R_{y,eff} < R_{t,min}$. Capacitatea de rezistenţă a sistemului este, prin urmare, determinată de capacitatea unei verigi ductile unice, ceea ce ne permite a denumi acest procedeu de dimensionare a sistemului *Metoda de proiectare a capacităţii de rezistenţă*.

Aplicând noţiunile definite până în prezent, admitem că efortul în lanţ generat de forţa seismică este: $F = S_u = S_E$. Efortul capabil al verigii ductile ar fi, conform ecuaţiei (1.11), exact: $R_i = S_E / \Phi$. Capacitatea de rezistenţă a verigii ductile asociată suprarezistenţei care s-ar putea dezvolta în cazul unor deformaţii plastice mari va fi conform ecuaţiei (1.13): $R_o = \lambda_o R_i$. Coeficientul de suprarezistenţă este deci de:

$$\Phi_o = \frac{R_o}{S_E} = \Phi_{o,ideal} = \frac{\lambda_o}{\Phi} .$$

(În structurile construcţiilor avem de obicei $R_i > S_E / \Phi$; de aceea şi coeficientul de suprarezistenţă $\Phi_o > \Phi_{o,ideal}$). Capacitatea de rezistenţă necesară a verigilor casante rezultă, prin urmare:

$$R_i \geq \frac{\Phi_o S_E}{\Phi}, \text{ cu } \Phi = 1{,}0 \Rightarrow R_i \geq \Phi_o S_E .$$

Aici Φ este coeficientul de reducere al capacităţii de rezistenţă a verigii casante. În general, se aplică $\Phi = 1{,}0$.

Diagramele din fig. 1.3 pun în evidenţă un alt efect important: deformaţia plastică a lanţului corespunde celei a unei verigi ductile; pentru determinarea ductilităţii

întregului lanţ, ea este raportată la deformaţia elastică totală. Acest raport $\mu_\Delta = (n\Delta_1 + \Delta_2)/(n\Delta'_1 + \Delta'_2)$ este simţitor mai mic decât ductilitatea unei verigi ductile de lanţ $\mu_{\Delta,2} = \Delta_2 / \Delta'_2$. Presupunând $\Delta_1 \approx \Delta'_1 \approx \Delta'_2 \approx \Delta_3$ şi $\Delta_2 = 9\Delta'_2$, rezultă, pentru lanţul format din 8 verigi casante şi una ductilă, o ductilitate totală de numai $\mu_\Delta = 17\Delta_3 / 9\Delta_3 = 1{,}9$.

1.4.2. Proiectarea capacităţii de rezistenţă la construcţii înalte

Principiul exemplificat pe cazul introductiv al unui lanţ se aplică acum pentru sisteme structurale întregi. Se va proceda în felul următor:

1. Se alege un mecanism plastic cinematic admisibil;
2. Mecanismul ales trebuie să permită o ductilitate de deplasare cât mai mare posibilă a întregului sistem (v. fig. 1.4) la rotaţii plastice mici în articulaţiile plastice;
3. Pornind de la mecanismul ales, se pot preciza zonele de disipare a energiei, adică poziţiile articulaţiilor plastice;
4. Zonele neplastificate, adică cele care rămân elastice, vor fi dispuse astfel încât să nu se poată deforma plastic sub acţiunea eforturilor secţionale dezvoltate datorită deformării articulaţiilor plastice. Din această cauză, zonele sau elementele structurale neplastificate nu vor ajunge să se rupă casant. Eforturile secţionale generate de deformaţiile în articulaţiile plastice nu vor depăşi valorile asociate capacităţii de rezistenţă calculate cu considerarea suprarezistenţei locale. Ele vor fi preluate de zonele rămase elastice, ca acţiuni obişnuite. Zonele elastice se vor dimensiona astfel încât aceste eforturi să nu depăşească valoarea de calcul a capacităţii lor de rezistenţă, calculată cu rezistenţele de calcul ale materialelor de construcţie ($\Phi = 1{,}0$ v. subcapitolul 1.3.4, a). Prin acest procedeu, alcătuirea constructivă specifică zonelor cu capacitate mare de deformare plastică poate fi limitată la zonele plastice.

Compararea exemplelor din fig. 1.4 arată că la mecanismul *a)* cu numeroase articulaţii plastice în grinzi (mecanismul de grindă), pentru aceeaşi deformare totală Δ este necesar un unghi de rotaţie θ_1 în articulaţiile plastice, simţitor mai mic decât θ_2 de

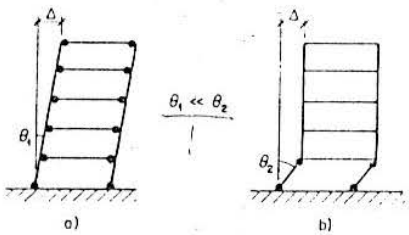


Fig.1.4. Comparaţie între diferite tipuri de mecanisme:
disiparea de energie: *a* – cu precădere în articulaţii plastice la capetele riglelor unui cadru (mecanism de grindă); *b* – într-un număr redus de articulaţii plastice în stâlpii unui etaj (mecanism de etaj).

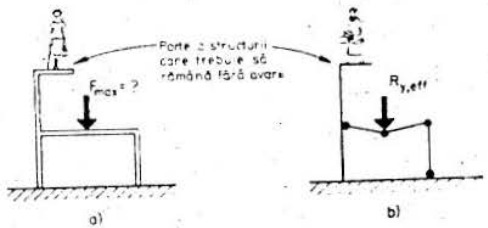


Fig. 1.5. Exemplu de aplicare de principiu a metodei proiectării capacității de rezistență.
a – sistem structural; *b* – mecanism plastic.

la mecanismul de etaj *b)* cu articulații plastice în stâlpi (mecanismul de etaj sau, în limba engleză, "soft storey mechanismus"). Cu mecanismul *a)* se asigură o comportare ductilă a structurii pentru un domeniu larg de deformare. Mecanismul *b)* conduce, adesea, în cazul unor cutremure de mare intensitate, la rotații excesive în articulațiile plastice ale stâlpilor și astfel la cedarea structurii. El reprezintă cauza cea mai frecventă a colapsului sistemelor în cadre sub acțiuni seismice.

Fig. 1.5 prezintă un exemplu simplu, referitor la limitarea eforturilor și la stabilirea zonelor de disipare a energiei. Influența unei acțiuni variabile F, de o mărime greu de apreciat, asupra părții structurii ce se cere a rămâne neavariată, este menținută în limite nepericuloase prin prezența articulațiilor plastice, proiectate corespunzător.

Fig. 1.6 prezintă un exemplu de avarii grave, care puteau fi evitate cu ușurință prin proiectarea capacității de rezistență [P1]. Majoritatea grinzilor de fațadă ale unei clădiri înalte au cedat ca urmare a acțiunii forței tăietoare (grinzile din axele *A*). O

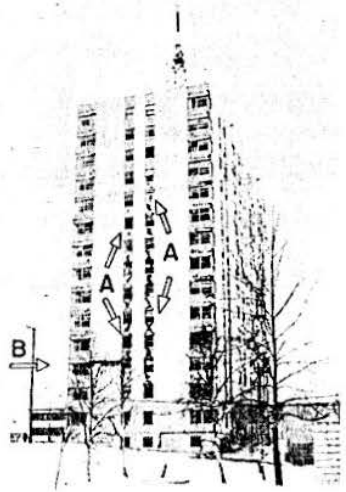


Fig. 1.6. Avarierea clădirii Mc Kinley după cutremurul din Anchorage, 1964, Alaska.

armare corespunzătoare pentru preluarea forțelor tăietoare asociate suprarezistenței de încovoiere a grinzilor ar fi împiedicat cedarea de acest tip.

Forța axială generată de acțiunea seismică nu a fost nici ea calculată ca rezultanta a forțelor tăietoare ale grinzilor distribuite pe înălțime. De aici a rezultat ruperea surprinzătoare, la întindere, a peretelui structural la nivelul etajului III (stâlpul *B*).

Avantajele proiectării capacității de rezistență apar deosebit de evident la solicitarea dinamică a structurilor, deoarece eforturile în elementele vitale, care asigură stabilitatea întregii structuri, sunt greu de stabilit cu precizie pe alte căi, chiar aplicând un volum mare de calcule.

O structură aleasă corect și proiectată în acest mod se comportă deosebit de bine într-un domeniu larg de solicitări-deformații. Deformațiile sunt dependente în primul rând de energia indusă și nu de conținutul de frecvențe al mișcării terenului, care diferă de la un cutremur la altul. Dacă în structură este indusă mai multă energie, aceasta va conduce la deformații mai mari, dar puțin probabil la colaps. În plus, se evită un volum mare de calcule dinamice.

Experiența din Noua Zeelandă arată că efortul suplimentar al proiectantului la prima aplicare a metodei proiectării capacității de rezistență poate fi considerabil, dar, pe măsură ce acesta acumulează experiență, scade la un volum rezonabil, pe deplin justificat de creșterea siguranței la acțiuni seismice.

1.4.3. Alte aplicații ale proiectării capacității de rezistență

Proiectarea capacității de rezistență este aplicată în prezenta lucrare în special la structuri ale clădirilor înalte din beton armat. Aceleași elemente structurale se reîntâlnesc însă și în alte domenii ale construcțiilor. Este deci evident că aplicarea metodei poate conduce și în cazul construcțiilor industriale, a celor de poduri ș. a. la soluții îmbunătățite. Este vorba, de obicei, atât de obținerea unei comportări bune a structurilor, cât și de o reducere considerabilă a costurilor totale, favorizată de comportarea definită clar a structurii cu eforturi secționale maxime cunoscute cu precizie.

O altă aplicație a proiectării capacității de rezistență este descrisă în *Anexa A*, pe baza exemplului simplu al unui coș de fum din oțel. Prin această metodă pot fi reduse riscurile mari și în cazul altor construcții speciale, în care, de exemplu, deformațiile plastice nu pot fi limitate la elemente structurale special alcătuite, pentru a nu periclita funcționalitatea [H2].

Pentru astfel de aplicații este important ca principiile de proiectare să fie aplicate cu consecvență și competență de la alegerea sistemului structural, a rezistențelor materialelor utilizate, până la alcătuirea constructivă. Acestea sunt condiționate de buna stăpânire a metodei. Procedeele și etapele de proiectare descrise în prezenta lucrare pentru structurile înalte din beton armat pot sluji drept îndreptar și în astfel de cazuri.

1.5. Desfăşurarea proiectării

1.5.1. Privire de ansamblu

Pentru facilitarea privirii de ansamblu, în fig. 1.7 este reprezentată schematic desfăşurarea proiectării. Importante sunt cele două posibilităţi: proiectarea convenţională şi, respectiv, proiectarea capacităţii de rezistenţă.

1.5.2. Descrierea pe scurt a etapelor

Pentru început, dintr-un spectru elastic de proiectare dat sau ales (v. subcapitolul 2.2.5) se calculează spectrul inelastic de proiectare, dacă nu dispunem deja de acesta, de exemplu din norme. Astfel, este posibilă alegerea ductilităţii de deplasare a structurii în întregime (v. subcapitolul 3.1.4) şi a mărimii forţelor seismice echivalente corespunzătoare.

1. În funcţie de tipul structurii şi de deformaţiile acceptate se alege un factor de ductilitate de deplasare pentru care se poate determina forţa seismică echivalentă. Alegerea factorului de ductilitate influenţează în mare măsură – prin forţa seismică echivalentă – şi rigidităţile sistemului structural (v. subcapitolul 1.6). Cu forţele seismice echivalente şi cu cele gravitaţionale pot fi calculate acum, cu ajutorul metodelor şi a programelor de calcul cunoscute, eforturile secţionale pe sistemul considerat elastic.
2. În continuare, desfăşurarea calculului se ramifică:
   - Dacă s-a ales un factor de ductilitate de deplasare mic, depăşind cu puţin valoarea 1,0 , de exemplu 1,5 [v. formula (3.4.)], întreaga structură poate fi tratată pe căi convenţionale, deoarece cerinţele de ductilitate sunt mici, chiar în zonele cele mai solicitate. Structurile din beton armat, proiectate şi alcătuite constructiv cu grijă, pe căi convenţionale, satisfac de obicei aceste cerinţe (au o "ductilitate naturală").
   - Structurile care dispun din alte motive de o capacitate de rezistenţă mare la acţiuni seismice, pot fi de asemenea calculate şi alcătuite constructiv în mod convenţional. Un exemplu tipic în acest sens este cazul clădirilor cu puţine niveluri şi pereţi structurali numeroşi aşezaţi la distanţe reduse.
   - Dacă se alege un factor de ductilitate de deplasare mare, apare indicată utilizarea metodei proiectării capacităţii de rezistenţă. În acest caz, există două posibilităţi principale: o proiectare în ipoteza *ductilităţii complete* cu cerinţe mari privind alcătuirea constructivă (vezi capitolele 4 – 6), sau o proiectare pentru o *ductilitate limitată*, cu cerinţe mai reduse (capitolul 7). Întrucât forţa seismică echivalentă este aproximativ invers proporţională cu factorul de ductilitate de deplasare μ_Δ, cea de a doua soluţie poate fi indicată în special la o forţă seismică echivalentă relativ mică.

3. La metoda proiectării capacităţii de rezistenţă se admite, ca de obicei la structurile ductile, să se redistribuie până la un anumit nivel eforturile secţionale elastice, adică să se asigure un anumit efort capabil în acele secţiuni în care acest lucru este convenabil din punct de vedere constructiv. Sub deformaţiile plastice mari, produse în cazul unui cutremur de mare intensitate, distribuţia eforturilor secţionale corespunzătoare eforturilor capabile alese se realizează repede. Prin acest procedeu devine posibilă distribuţia mai simplă a armăturilor şi uniformizarea alcătuirii şi armării elementelor pe zone mari ale sistemelor structurale.
4. În primul rând se dimensionează zonele plastice potenţiale (articulaţiile plastice = verigile ductile în fig. 1.3). Apoi se dimensionează în mod obişnuit restul

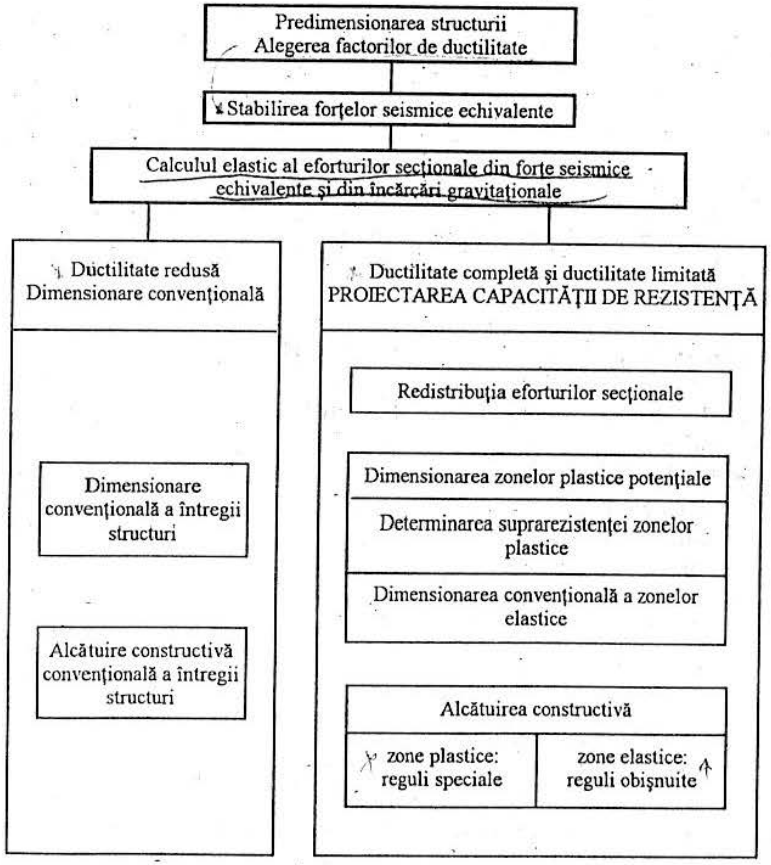


Fig. 1.7. Schema etapelor de proiectare.

zonelor, care rămân elastice (verigile casante din fig. 1.3). În acest mod, eforturile secționale corespunzătoare suprarezistenței articulațiilor plastice vor fi preluate de zonele, respectiv elementele de rezistență rămase elastice, care se dimensionează cu rezistențele de calcul ale materialelor componente (în cazul de față $\Phi = 1{,}0$ v. subcapitolul 1.3.4,a). Probabilitatea suprasolicitării acestor elemente devine foarte mică, deoarece, prin capacitatea de rezistență asociată suprarezistenței articulațiilor plastice, sunt luate în calcul rezistențele medii ale materialelor din aceste zone, precum și ecruisarea armăturilor în cazul alungirilor mari.

5. Întreaga structură va fi apoi alcătuită constructiv cu atenție. În acest sens se va acorda o atenție deosebită zonelor plastice, deoarece sub eforturile ciclice postelastice stratul de acoperire cu beton se poate desprinde până la armături și sunt necesare măsuri relativ extinse pentru menținerea integrității secțiunii (confinarea betonului, prevederea de etrieri pentru evitarea flambajului postelastic al armăturii longitudinale etc.). Zonele care rămân elastice pot fi alcătuite constructiv în mod convențional.

Marele avantaj al proiectării capacității de rezistență constă în aceea că reprezintă o abordare deterministă și că oferă, în același timp, mijloacele pentru dimensionarea structurii nu numai la o anumită mișcare a terenului, ci, prin prevederea zonelor plastice care limitează mărimea eforturilor (v. fig. 1.5), structura poate rezista la acțiuni foarte diferite, obținându-se în consecință, bineînțeles, și deformații diferite.

1.6. Indicații pentru proiectarea sistemului structural*)

1.6.1. Proprietățile sistemului structural

Principalele proprietăți ce trebuie examinate la proiectarea unui sistem structural pentru acțiuni seismice sunt:

- rigiditatea;
- capacitatea de rezistență;
- ductilitatea.

Pentru prevenirea avarierii elementelor care nu sunt de rezistență (fațade, pereți de compartimentare etc.) în cazul unor cutremure frecvente, relativ slabe, este necesară o anumită rigiditate.

*) În cele ce urmează, înțelegem prin *sistem structural* ansamblul elementelor unei construcții, aflate în interdependență, care îndeplinesc funcțiile de preluare și transmitere ale acțiunilor mecanice (forțe și deplasări impuse) ce se exercită asupra acesteia. Noțiunea de "sistem" subînțelege existența unor *componente de naturi diferite;* în cazul sistemului structural, principalele componente sunt: *suprastructura* (denumită în mod curent "structura"), *infrastructura și/sau fundațiile* și *terenul de fundare*. În special în cazul construcțiilor supuse acțiunilor seismice, considerarea acestor trei componente ale sistemului structural în *interacțiunea lor reciprocă* și, în același timp, ca *un întreg organizat*, este de maximă importanță. Capitolul 8 al cărții de față, ca și unele acte normative elaborate în ultimul timp în țară și străinătate ilustrează în mod sugestiv aceste considerente (n. trad.).

O anumită capacitate de rezistență este necesară pentru asigurarea unei comportări elastice a structurii în cazul unor cutremure ceva mai puternice, evitând astfel avarierea structurii și limitând gradul de avariere a elementelor nestructurale.

Ductilitatea suficientă, adică o capacitate suficientă de deformare postelastică, este necesară pentru ca, în cazul cutremurelor puternice, avariile, care se produc în mod inevitabil în sistemul structural, să poată fi remediate în condiții acceptabile din punct de vedere economic, iar colapsul să fie exclus, chiar și în cazul cutremurului celui mai puternic luat în considerație (cutremur de calcul).

Rigidității, capacității de rezistență și ductilității li se pot acorda importanțe diferite în cazul unor structuri diferite, în funcție de importanța acordată consecințelor menționate ale cutremurelor.

1.6.2. Tipuri de structuri

Prezenta lucrare tratează tipurile de structuri caracterizate pe scurt în capitolele următoare:

- cadre din beton armat (capitolul 4);
- pereți structurali din beton armat și sisteme cu pereți structurali (capitolul 5);
- sisteme duale cu pereți structurali și cadre din beton armat (capitolul 6).

a) Cadre din beton armat

Un sistem constituit din stâlpi din beton armat dispuși pe cât posibil regulat, care conlucrează cu grinzile și planșeele din beton armat pentru preluarea forțelor gravitaționale și a celor orizontale provenite din vânt sau cutremure constituie *sistemul în cadre*. În majoritatea cazurilor este vorba de cadre spațiale, formate din grupe de cadre plane, așezate perpendicular unele față de celelalte (v. fig. 4.102).

Cadrele sunt structuri relativ flexibile și necesită, chiar și la forțe orizontale relativ mici, măsuri constructive speciale pentru prevenirea avarierii elementelor nestructurale.

În funcție de influența determinantă pentru proiectare pot fi diferențiate două tipuri de cadre:

- cadre solicitate predominant de forțele seismice;
- cadre solicitate predominant de forțele gravitaționale.

În cazul cadrelor solicitate predominant de forțele seismice, dimensiunile grinzilor sunt determinate de eforturile generate de acțiunea seismică, în timp ce pentru calculul stâlpilor este determinantă suprarezistența grinzilor. Este obligatorie prevenirea formării de articulații plastice în stâlpi, deoarece acestea ar putea conduce la formarea unor mecanisme de etaj (v. fig. 1.4, *b*). Excepție fac structurile joase, cu până la aproximativ trei niveluri și mansardă. Pentru ușurarea alcătuirii constructive a stâlpilor, atunci când se admite formarea de articulații plastice numai în grinzi, să se aibă în vedere că în secțiunea de încastrare a stâlpilor în fundație formarea articulațiilor plastice este inevitabilă (v. fig. 1.4, *a*).

În unele cazuri, efortul capabil al secțiunilor grinzilor, necesar preluării încărcărilor gravitaționale, este totuși mare. Această situație poate apărea la clădiri cu un număr redus de niveluri și la deschideri mari ale grinzilor. În special în aceste cazuri,

forţele seismice echivalente corespunzătoare zonelor cu seismicitate moderată nu mai sunt hotărâtoare. Dimensionarea grinzii este hotărâtă aici de încărcările gravitaţionale, dar dimensionarea stâlpilor se face, ca şi mai sus, pornind de la eforturile secţionale asociate suprarezistenţei grinzilor (v. fig. 1.8). În cazul cadrelor dominate de forţe gravitaţionale, având capacităţi de rezistenţă mari ale grinzilor, pot fi admise, în anumite condiţii, articulaţii plastice şi în stâlpi (în special în cei interiori) (v. fig. 4.8).

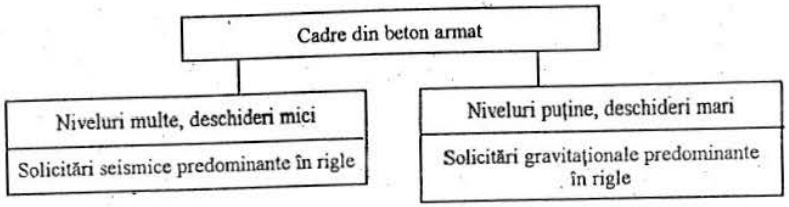


Fig. 1.8. Tipuri de cadre din beton armat.

b) Pereţi structurali din beton armat

Pereţii structurali sunt, în general, foarte avantajoşi pentru preluarea forţelor orizontale din vânt şi cutremur, deoarece prin funcţiune (puţ de ascensor, casa scărilor, nucleu funcţional) sau prin alcătuire prezintă dimensiuni relativ mari (v. fig. 5.60).

În construcţiile înalte, multietajate, raportul dintre înălţimea şi lungimea peretelui este de aşa natură încât pereţii sunt zvelţi şi pot fi modelaţi ca bare încovoiate. Denumirea, întâlnită uneori, de "pereţi de forfecare", este justificată numai în cazul pereţilor scurţi, cu lăţime mare şi înălţime mică. Această denumire rezultă însă, de obicei, datorită unei tratări greşite, nivel cu nivel, în locul tratării integrale a sistemului. Pereţii structurali sunt alcătuiţi adesea din montanţi situaţi în acelaşi plan şi legaţi unul de celălalt prin grinzi scurte şi înalte ("rigle de cuplare") şi/sau prin planşee. Fig. 1.9 prezintă o schematică trecere în revistă a diferitelor tipuri de pereţi structurali din beton armat.

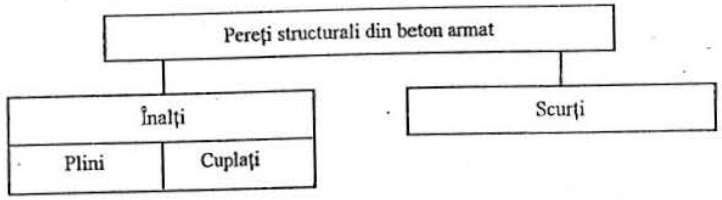


Fig. 1.9. Tipuri de pereţi structurali.

c) Sisteme structurale duale

În practică se întâlnesc frecvent sistemele structurale duale, formate din pereţi structurali şi cadre din beton armat. (v. fig. 6.2, *f*). Pereţii structurali preiau, de regulă, partea cea mai mare a forţelor orizontale, în special la nivelurile inferioare ale

construcţiilor multietajate. Contribuţia cadrelor care interacţionează poate fi însă mare, din care cauză trebuie luată în general în consideraţie. Principala problemă la dimensionarea sistemelor duale constă în a sesiza corect contribuţia fiecărei componente la capacitatea de rezistenţă a sistemului precum şi distribuţia corectă a forţelor seismice echivalente între aceste componente. Comportarea ansamblului va fi similară cu cea a componentei structurale predominante. Influenţa diferiţilor factori precum modul de rezemare a pereţilor, înălţimea posibil diferită a pereţilor, atunci când unii nu se întind pe toată înălţimea clădirii etc., va fi luată în consideraţie în mod corespunzător. Comportarea elastică a sistemelor duale de acest tip este în general bine cunoscută. Mult mai puţin cunoscute sunt interacţiunile în domeniul inelastic, în special sub acţiuni dinamice.

Fiecare din cele trei sisteme structurale: cadre, pereţi structurali şi sisteme duale îşi are proprietăţile sale specifice, alegerea urmând să se facă atât în funcţie de considerente arhitectonice sau de destinaţie a clădirii, cât şi în funcţie de intensitatea acţiunilor seismice aşteptate. În Europa Centrală întâlnim frecvent sistemele duale. În cazul unei seismicităţi moderate, preluarea forţelor orizontale induse de cutremure poate fi asigurată avantajos folosind numai pereţii structurali.

1.6.3. Principii de proiectare

Prin respectarea unor principii relativ simple, la proiectarea unei construcţii puternic solicitate seismic putem obţine sisteme structurale mult mai avantajoase decât în cazul ignorării acestora – v. şi [A14] pentru proiectul de arhitectură. Principiile fundamentale de proiectare sunt următoarele:

- *Secţiunea regulată în plan.* Cele mai avantajoase sunt secţiunile pătrate şi dreptunghiulare în plan. Secţiunile sub formă de L sau T, sau de alte forme neregulate în plan vor fi pe cât posibil evitate, sau vor fi împărţite prin rosturi în părţi dreptunghiulare.
- *Simetria.* Clădirile vor fi, pe cât posibil, alcătuite simetric în plan. La clădirile asimetrice pot apărea datorită cutremurelor eforturi de torsiune relativ greu de determinat, care vor trebui preluate tot de sistemul structural. Cu prilejul unor cutremure s-a remarcat că avariile la clădirile amplasate la colţul străzilor, care prezintă planuri asimetrice, neregulate, sunt de regulă simţitor mai mari decât la clădirile amplasate de-a lungul străzii, deoarece acestea sunt de obicei simetrice şi regulate, având în majoritatea cazurilor o formă rectangulară în plan.
- *Fundaţia unitară.* Fundaţia trebuie să fie unitară pentru un tronson de clădire şi să se sprijine pe un teren cu o capacitate de rezistenţă suficientă şi omogen. Se vor evita, pe cât posibil, fundaţiile construite parţial pe stâncă şi parţial pe morene sau chiar pe terenuri sedimentare. Tronsoanele de fundaţii vor fi legate între ele pe ambele direcţii principale.
- *Rapoarte constante de rigiditate.* Vor fi prevăzute, pe cât posibil, rapoarte cât mai constante între rigidităţile elementelor pe toată înălţimea clădirii. Modificări mici, de până la 30 %, ale rigidităţii unor elemente izolate, pot conduce la redistribuirea eforturilor secţionale, cu condiţia unei alcătuiri constructive

corespunzătoare, fără a afecta mărimea capacității de rezistență a sistemului, dacă nu se depășesc limitele capacității de deformare. Efectele rezultate din diferențele de rigiditate între elemente vor fi luate în considerație la dimensionare (v. de ex. subcapitolul 6.2.4). Este foarte important ca toate cadrele și pereții structurali care transmit forțele seismice să ajungă până la fundație.

- *Solicitări reduse de torsiune.* Distanța în plan între centrul de rigiditate (centrul de forfecare, centrul de rotație) și centrul de greutate (de masă), respectiv excentricitatea capacității de rezistență a sistemului structural trebuie să fie cât mai mică, pentru a menține solicitarea torsiune cât mai redusă (v. capitolele 4 și 5).
- *Ductilitate adaptată condițiilor de solicitare.* Pentru toate elementele plastificate ale sistemului structural (de ex. diferiți pereți structurali sau cadre), capacitatea de deformare nu va fi mai mică decât cea corespunzătoare ductilității de deplasare alese pentru întregul sistem. Când se contează pe redistribuirea eforturilor secționale în raport cu distribuția elastică, elementele mai puțin solicitate vor prezenta o ductilitate mai mare, respectiv ductilitatea elementelor solicitate mai puternic va fi mai mică. Reducerea acceptabilă a capacității de rezistență (ca urmare a redistribuției admise) este limitată mai curând de cerințele de exploatare decât de ductilitate, deoarece și elementele cu redistribuții ale eforturilor trebuie să rămână elastice în cazul unor cutremure de mică intensitate (v. "cutremure de inițiere a avariilor" în subcapitolul 2.2.3).

În capitolele următoare vor fi explicate aspecte importante ale principiilor de proiectare, în special pe baza unor exemple. Prin aceasta, proiectantului i se va atrage atenția asupra aspectelor celor mai importante. În majoritatea cazurilor, unele dintre aspectele prezentate în lucrare separat apar simultan, astfel încât soluția nu mai poate fi obținută prin îmbunătățiri, ci numai printr-o concepere fundamental nouă a sistemului structural.

a) Alcătuirea în plan

O premisă importantă pentru conlucrarea tuturor elementelor verticale ale unui sistem structural, în scopul preluării forțelor seismice orizontale, este legarea lor eficientă pe orizontală, la înălțimea potrivită. Dacă această legătură este foarte rigidă, elementele structurale individuale preiau forțele conform rigidității lor. Această distribuție de forțe poate fi asigurată, în mod normal, prin șaibe rigide, de planșee. Un astfel de sistem structural prezintă o relație univocă între deplasările orizontale generate de acțiunile seismice și forțele preluate de elementele structurale individuale.

În aceste condiții se poate considera că poziția reciprocă a pereților structurali și a stâlpilor rămâne practic nemodificată în timpul unui cutremur. Șaibele realizate de planșee asigură compatibilitatea deplasărilor orizontale ale elementelor verticale într-o mișcare generală de corp rigid. Calculul acestor deplasări este tratat în capitolele 4 – 6.

Forma șaibelor de planșeu. Capacitatea de rezistență a fiecărui nivel se compune, în majoritatea cazurilor, din cele ale mai multor elemente structurale verticale. Din această cauză, șaiba orizontală, care transmite forțele, este supusă unor

eforturi de încovoiere și forfecare, în plan orizontal. Aceste eforturi și deformațiile corespunzătoare sunt în general neglijabile, după cum se vede din partea superioară a fig. 1.10, *b*. Astfel, nu este necesară luarea unor măsuri constructive speciale în aceste cazuri.

La secțiunile în plan rezolvate conform fig. 1.10,*a*, rigiditatea șaibelor realizate de planșee poate fi totuși insuficientă. Poziția relativă a elementelor structurale verticale se modifică la anumite înălțimi și calculul distribuției forțelor și al ductilității necesare a diferitelor elemente structurale devine mult mai dificil. La aceasta se adaugă dificultățile în determinarea eforturilor din șaibe, care se pot deforma, de exemplu, conform porțiunilor haşurate din fig. 1.10, *a*. Efortul în șaibe în timpul unui cutremur poate conduce, în primul rând, în intrândurile formate la colțuri, la o fisurare puternică, timpurie. În cazul în care nu pot fi evitate astfel de forme, șaibele trebuie verificate și armate sau întărite local astfel încât să se limiteze fisurarea și deformațiile inelastice (v. fig. 1.10, *b*, jos). Dificultățile menționate pot fi reduse considerabil, prin rezolvarea construcției în tronsoane compacte – predominant simetrice, conform fig. 1.10, *b* (sus). Rosturile trebuie să fie destul de largi pentru a preveni ciocnirea tronsoanelor cu comportări dinamice diferite. Pentru aprecierea lățimii rostului, se utilizează de regulă suma deplasărilor orizontale maxime inelastice, așteptate la nivelul acoperișului.

Goluri în șaiba orizontală. Datorită unor motive funcționale, este inevitabilă, de regulă, prevederea de goluri de diferite dimensiuni în planșee. Dacă influența unor goluri mici, izolate, pentru conducte, cabluri etc. este în general neglijabilă, golurile mari

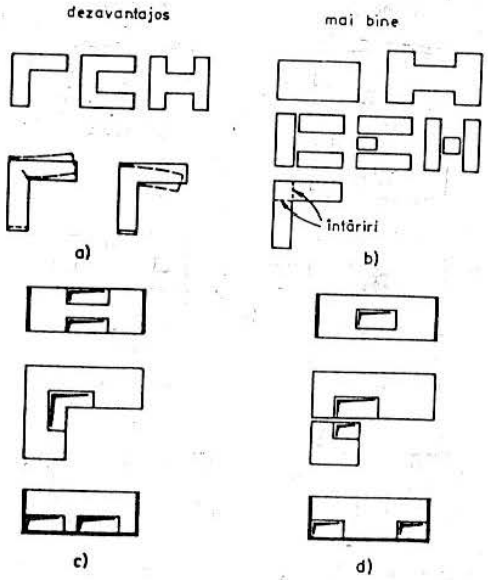


Fig. 1.10. Forma clădirilor în plan.

pentru puțuri de aerisire, curți interioare, puțuri pentru ascensoare și casa scărilor afectează în mod semnificativ capacitatea de rezistență a șaibelor (v. fig. 1.10,*c*).

Efectul golurilor poate fi evaluat pe baza distribuției eforturilor unitare în șaiba orizontală. Forțele ce acționează asupra șaibei pot fi determinate cu ajutorul echilibrului între capacitățile de rezistență ale elementelor verticale (pereți, stâlpi) și reacțiunile corespunzătoare. Golurile nu trebuie să afecteze sensibil transmiterea forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare. Astfel, golurile mari de-a lungul peretelui structural din fig. 1.10, *c* pot conduce la cedarea prin forța tăietoare a porțiunilor relativ înguste, de legătură, din planșeu. Și cele două goluri din dreptul laturilor lungi din al doilea exemplu, prezentat în fig. 1.10, *c*, conduc ușor la suprasolicitarea șaibelor de planșeu, deoarece se găsesc în zona cu momente încovoietoare maxime. Fig. 1.10, *d* prezintă o soluție de îmbunătățire a structurilor defavorabile în plan prezentate în fig. 1.10, *c*.

În general, în șaibele orizontale realizate de planșee nu se admite formarea de articulații plastice. Se impune deci verificarea ca acestea să nu fie solicitate cu certitudine dincolo de domeniul elastic, eliminându-se astfel de la sine și cerințele constructive speciale. Conform metodei proiectării capacității de rezistență, *forțele maxime*, care acționează asupra șaibelor, pot fi stabilite cu precizie din capacitățile de rezistență asociate suprarezistenței elementelor structurale verticale care limitează eforturile dezvoltate în acestea.

Dispunerea elementelor pentru preluarea forțelor seismice. Lipsa de simetrie în dispunerea elementelor pentru preluarea forțelor seismice orizontale conduce la excentricități și eforturi de torsiune excesive, frecvent chiar la colaps.

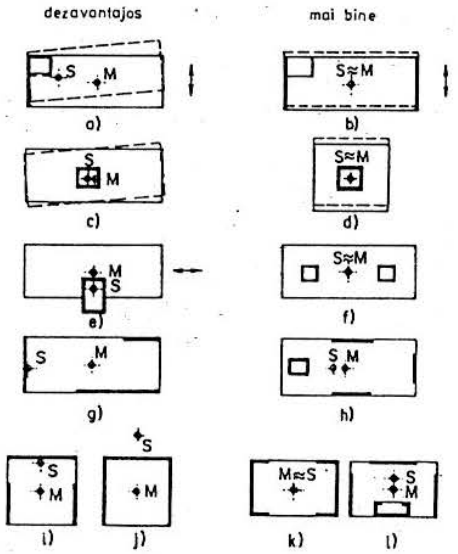


Fig. 1.11. Distribuția maselor și rigidităților în plan (nu sunt reprezentate cadrele prevăzute să preia încărcările gravitaționale și care au o anumită contribuție la rigiditatea la torsiune).

Fig. 1.11,*a* prezintă un exemplu de structură cu pereți rigizi, de exemplu în jurul casei scărilor, din cauza cărora centrul de rigiditate *S* ajunge departe de centrul de masă *M*, unde acționează rezultanta capacităților de rezistență ale elementelor verticale. Deplasarea și rotirea șaibei (planșeu) pot provoca un efort excesiv în elementele structurale (cadre) îndepărtate de nucleul rigid. Aceste elemente suferă astfel o scădere mai mare a rigidității, ceea ce conduce la o deplasare și mai mare a centrului de rigiditate și la o creștere suplimentară a efectelor de torsiune.

Prin dispunerea simetrică reprezentată în fig. 1.11,*b* a pereților structurali și înlocuirea pereților nucleului prin pereți nestructurali se obține suprapunerea din nou a centrului de rigiditate cu centrul de masă. Astfel, se obțin deplasări reduse și în special uniforme în toate punctele șaibei.

Cu toate că torsiunea poate fi preluată bine, în principiu, de nuclee închise (v. fig. 1.11,*c*), elementele structurale verticale, care preiau forțele gravitaționale, aflate la distanță mare de centrul de rigiditate (centrul de rotație) suportă în anumite condiții deplasări excesive. Numai când astfel de elemente sunt dispuse relativ aproape de nucleu este posibilă preluarea torsiunii numai de către nucleu (v. fig. 1.11,*d*).

Excentricități mari rezultă în special la dispunerea asimetrică a nucleelor și pereților structurali (fig. 1.11,*e*, *g*, *i* și *j*). Cu toate că astfel de sisteme nu sunt indicate, ele pot fi utilizate în anumite cazuri, folosindu-se pereți structurali foarte rigizi, care reduc considerabil rotirile șaibei. La dispunerea în formă de U, centrul de rigiditate se găsește în vecinătatea peretelui transversal al secțiunii U, deci departe de centrul de masă (v. fig. 1.11,*i* și *j*). Figurile 1.11, *f*, *h* și *k* prezintă o dispunere foarte avantajoasă a nucleelor și pereților structurali, cu eforturi minime de torsiune. Pereții structurali solicitați prin torsiune sunt analizați pe larg în capitolul 5 (v. fig. 5.2 – 5.4).

b) Alcătuirea în elevație

Forțele orizontale și momentele de răsturnare rezultate din acțiunea seismică trebuie preluate de sistemul structural. Clădirile înalte și zvelte (fig.1.12,*a*) necesită o talpă de fundație foarte mare pentru a putea transmite la teren momentul de răsturnare.

Dacă se dispun mase importante la înălțimi mari (fig. 1.12,*b*) momentul de răsturnare poate deveni deosebit de mare. Formele de clădire prezentate în fig. 1.12, *c* și *d* oferă dimpotrivă soluții mai bune.

Clădirile alcătuite neregulat în elevație conform fig. 1.12,*e*, pot conduce la un răspuns dinamic neobișnuit, greu sau cvasiimposibil de evaluat. În astfel de cazuri se recomandă descompunerea în două sau mai multe tronsoane regulate, conform fig. 1.12, *f*, cu comportări dinamice puternic diferențiate, dar relativ ușor de calculat. Este vorba de o problemă similară cu cea prezentată în fig 1.10,*b*.

Transmiterea eforturilor generate de forțele gravitaționale și de acțiunile seismice trebuie făcută pe cât posibil direct. Din această cauză trebuie evitate structurile precum cele din fig. 1.12,*g*, deoarece în cazul cutremurelor puternice, care solicită sistemul structural până în domeniul postelastic, pot fi generate mecanisme nefavorabile pentru preluarea forțelor gravitaționale. Sistemul structural arătat în fig. 1.12,*h* se comportă mai bine, dar observațiile făcute pentru fig. 1.12,*e* rămân valabile.

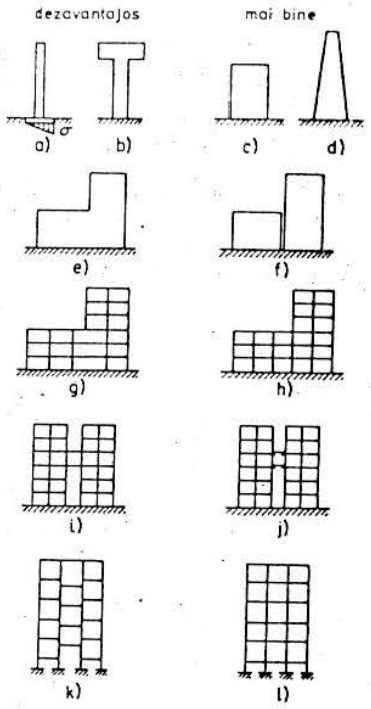


Fig. 1.12. Alcătuirea construcțiilor în elevație.

Nici măcar sistemele structurale identice sau foarte asemănătoare, ca de exemplu cele din fig. 1.12,*i* n-ar trebui legate local. În timpul cutremurelor puternice, structuri aparent identice se pot comporta atât de diferit, probabil datorită excitației seismice ușor diferite, încât în elementele de legătură apar forțe puternice. Separarea, conform fig. 1.12, *j* asigură evitarea apariției unor astfel de forțe orizontale nedorite și greu de calculat. Orice fel de estacade de legătură între tronsoane trebuie alcătuite în așa fel încât la mișcări diferite ale celor două structuri să apară perturbări reciproce cât mai mici.

La sistemul structural din fig. 1.12,*k* apar probabil în stâlpii interiori forțe tăietoare excesive. La aceasta se adaugă dificultățile în realizarea efectului de șaibă de către planșee datorită dispunerii lor decalate. Faptul că eforturile secționale elastice ale unei astfel de structuri sunt ușor de calculat nu ar trebui să-i dea inginerului un fals sentiment de securitate. Comportarea dinamică postelastică poate fi, de asemenea, greu de evaluat în asemenea cazuri.

Fig. 1.13 prezintă o distribuție contraindicată a rigidității pe înălțime a sistemului structural cât și deformarea care rezultă din aceasta, care ar trebui evitată.

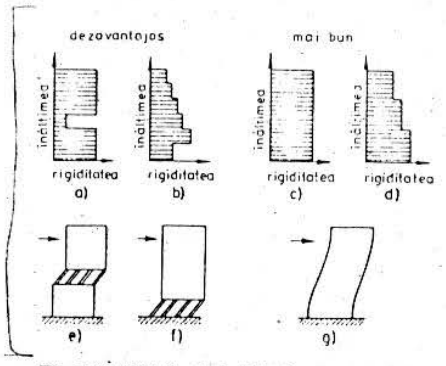


Fig. 1.13. Distribuția rigidităților în elevație.

c) Neregularități generale

Anumite neregularități de distribuție a rigidității și maselor nu pot fi, adesea, evitate în practică. Din păcate, nu există o mărime pentru descrierea cantitativă și analizarea efectelor rezultate din aceasta. Au fost făcute numeroase propuneri pentru aprecierea în diferite feluri a acestui tip de influențe. Subcapitolul 4.2.6 tratează mai amănunțit problematica cuantificării neregularităților, atât în plan cât și în elevație.

Umplerea sistemului structural cu zidărie din cărămidă trebuie evitată, deoarece aceasta se prăbușește foarte ușor în cazul accelerațiilor transversale. Deosebit de contraindicată este zidăria parțială, ca în fig. 1.14. Deformația stâlpului din dreapta figurii este împiedicată de zidărie, iar întreaga forță tăietoare de etaj trebuie preluată de un tronson mai scurt de stâlp. Întrucât rigiditatea unui element scurt este mult mai mare decât a celui lung, stâlpul din dreapta figurii preia majoritatea forței orizontale, ceea ce conduce, de regulă, la ruperea sa prin forfecare.

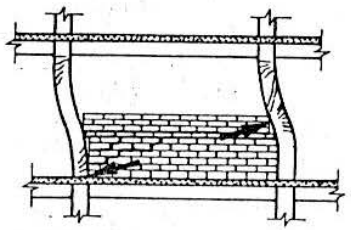


Fig. 1.14. Umplerea parțială a cadrelor cu zidărie.

1.6.4. Alegerea sistemului structural

a) Parametrii principali

Principalii parametri care influențează alegerea sistemului structural sunt reprezentați în Fig 1.15. La clădirile supuse unor acțiuni seismice de mare intensitate, alegerea sistemului structural are o importanță mai mare decât în cazul clădirilor

solicitate cu precădere de forţele gravitaţionale. În funcţie de rigiditatea sistemului structural, această alegere poate avea o influenţă mai mare sau mai mică asupra elementelor nestructurale cum ar fi elementele de faţadă, pereţii de compartimentare sau conductele etc., având astfel o mare influenţă şi asupra costurilor totale.

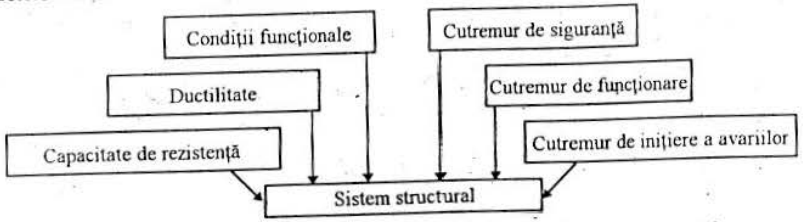


Fig. 1.15. Principalii factori care influenţează alegerea sistemului structural.

În continuare sunt discutaţi pe scurt aceşti factori:

- *Libertatea de exploatare.* Pentru a asigura o libertate cât mai mare de exploatare a spaţiului construit, se doreşte adesea eliminarea unor elemente "stânjenitoare", precum pereţii structurali sau stâlpii. Acest deziderat conduce la preferarea frecventă a sistemelor în cadre cu deschideri cât mai mari. Cadrele au însă proprietatea de a se deforma puternic sub acţiunile orizontale. Acest fapt conduce la necesitatea luării unor măsuri speciale la elementele nestructurale, pentru ca acestea să satisfacă cerinţele referitoare la comportarea la *cutremurele de iniţiere a avariilor* şi la *cutremurele de funcţionare* (vezi definiţiile acestora în paginile următoare). De obicei, elementele nestructurale trebuie separate de sistemele structurale flexibile, pentru a fi protejate de apariţia prea timpurie a unor avarii. Rosturile de separare, care pot fi adesea destul de late, generează probleme legate de asigurarea protecţiei la intemperii, izolarea termică, fonică sau rezistenţa la foc şi măresc costurile construcţiei. Pe de altă parte se va ţine cont că, fiind relativ flexibile şi oscilând în consecinţă lent, cadrele au de preluat o forţă seismică echivalentă mai mică decât construcţiile rigide (vezi forma spectrelor de proiectare din fig. 2.28 pentru $T > 0{,}2$ s şi din fig. 2.29 pentru $f < 2{,}0$ Hz).

  Sistemele cu pereţi structurali asigură o capacitate de rezistenţă mare la cutremure, prezentând deformaţii relativ mici şi un mod de execuţie relativ simplu, dar prezintă dezavantajul de a stânjeni – în anumite condiţii – libertatea de exploatare a clădirii. Ca urmare a rigidităţilor mari, forţele capabile şi, prin urmare, forţa seismică echivalentă sunt mai mari decât la alte sisteme structurale (fig. 2.28 şi 2.29). Datorită dimensiunilor mari disponibile ale pereţilor, aceste forţe pot fi preluate adesea fără probleme şi în condiţii economice avantajoase.

  Frecvent se preferă însă sistemele structurale duale: nucleele din pereţi structurali de beton armat, necesare din motive de exploatare pentru casa scărilor, ascensoare şi puţuri pentru conducte, se combină cu sistemele în cadre.

Această soluţie conduce la evidente avantaje pentru exploatare, fiind, din această cauză, în multe cazuri soluţia optimă.

- *Ductilitatea şi capacitatea de rezistenţă.* Un sistem structural poate prelua acţiunile dinamice în două moduri: fie prin capacitate mare de deformare postelastică, necesitând, în acest caz, capacităţi de rezistenţă relativ mici ale elementelor structurale, care limitează forţele dinamice, fie printr-o capacitate de rezistenţă mare; în acest caz, este necesară o capacitate redusă de deformare postelastică, deoarece sistemul structural poate prelua direct forţe dinamice mărite. Pentru a menţine costuri scăzute ale clădirilor, în cazul zonelor cu seismicitate ridicată, se preferă de obicei sisteme structurale ductile. În principiu, ductilitatea unui sistem structural poate fi aleasă sau impusă de către proiectant, dar acesta trebuie să ia toate măsurile constructive care asigură în mod efectiv capacitatea de deformare acceptată ca bază a proiectării. În mod frecvent, însă, nu este exploatată în întregime posibilitatea de realizare a unei structuri ductile, deoarece este mai simplu să se asigure o capacitate de rezistenţă ceva mai mare printr-o alcătuire constructivă mai ieftină (v. subcapitolul 2.2.7). Pereţii structurali oferă, spre deosebire de structurile în cadre, avantajul de a dezvolta articulaţii plastice numai la bază, dacă armătura verticală de încovoiere este distribuită pe înălţime în mod corespunzător (v. subcapitolul 5.4.1, i). Cerinţele constructive speciale referitoare la articulaţiile plastice se limitează, în acest caz, la aceste zone (de la bază), tot restul peretelui putând fi alcătuit constructiv după regulile convenţionale (obişnuite). Dimpotrivă, cadrele solicitate predominant de acţiuni seismice prezintă – în cazul ideal – câte două articulaţii plastice în fiecare grindă care, chiar dacă pot fi standardizate, implică anumite costuri suplimentare pentru construcţie. Stâlpii proiectaţi prin metoda capacităţii de rezistenţă pot dezvolta articulaţii plastice numai la bază, la nivelul aflat imediat deasupra fundaţiei. Astfel, ei pot fi trataţi din punct de vedere constructiv în mod obişnuit pe cea mai mare parte a înălţimii clădirii.

- *Cutremurul de securitate.* Construcţiile înalte supuse acţiunilor seismice se proiectează în general la cutremurul de securitate, adică la cutremurul cu intensitatea cea mai mare ce poate fi suportat de sistemul structural fără a se prăbuşi. Intensitatea absolută a acestui cutremur influenţează foarte puternic alegerea şi proiectarea sistemului structural. În zonele în care cutremurele de securitate au intensitate mai mică, acţiunile seismice pot fi preluate adesea fără măsuri suplimentare importante, admiţând mici plastificări, dacă structura este corect calculată pentru forţele din vânt. Dimpotrivă, în zonele cu cutremure de securitate de intensitate mare, se impune alegerea unor sisteme structurale puternice, concepute în mod special. Deschiderile trebuie reduse în aceste condiţii, iar dimensiunile stâlpilor, grinzilor sau ale pereţilor vor fi mărite. Pentru construcţiile înalte în zone cu seismicitate puternică, cutremurul de securitate este de obicei determinant din punctul de vedere al proiectării. Numai la construcţiile foarte înalte (peste 40 de etaje), acţiunea vântului poate deveni

determinantă. Dar și în aceste cazuri, sub efectul acțiunilor seismice, se pot forma articulații plastice, ceea ce face necesară alcătuirea constructivă corespunzătoare.

- *Cutremurul de funcționare.* În anumite situații, în special în cazul clădirilor cu destinații de mare importanță, se ia în considerație la proiectare așa-numitul cutremur de funcționare. Pentru o clădire înaltă acesta este cutremurul care, chiar dacă poate produce unele avarii ale elementelor nestructurale, nu periclitează funcționarea instalațiilor. Cutremurul de funcționare trebuie deci să fie preluat de sistemul structural fără plastificări mari, adică în mod cvasielastic. Aceasta impune ca sistemul structural să aibă o capacitate de rezistență la forțele orizontale suficient de mare. Deformațiile dezvoltate în sistemul structural de către cutremurul de funcționare pot atinge mărimi care să provoace avarii ale elementelor nestructurale în limitele celor reieșite din definiție.
- *Cutremurul de inițiere a avariilor.* Pornind de la sistemul structural, dimensionat la cutremurul de securitate, sau, eventual, la cel de funcționare, poate fi stabilit așa numitul *cutremur de inițiere a avariilor*, care este cutremurul la care apar primele avarii ale acestui sistem. Intensitatea acestui cutremur depinde de elementele nestructurale utilizate și de rigiditatea sistemului structural în domeniul elastic.

Dacă se utilizează pereți de compartimentare și elemente de fațadă cu comportare rigidă, casantă, fără a se prevedea rosturi, pot surveni avarii chiar și pentru deformații mici. Elementele nestructurale ale căror mișcări sunt posibile fără a se produce avarii, prin prevederea de rosturi sau de piese de fixare corespunzătoare, fac posibil ca intensitatea cutremurului de inițiere a avariilor să se apropie de cea a cutremurului de funcționare, sau, în anumite condiții, să o depășească.

Toate cele trei cutremure definite pot fi considerate ca fiind *cutremure de proiectare*; totuși, prin această denumire se înțelege, de obicei, *cutremurul de securitate*. Cu toate că, în general, cutremurul de securitate este determinant pentru proiectarea sistemului structural, în cazul sistemelor flexibile (cadre) sau în cazul unor cerințe mari privind capacitatea de exploatare, poate deveni determinant cutremurul de funcționare sau chiar cutremurul de inițiere a avariilor. În funcție de cutremurele respective, mai ales următoarele proprietăți ale sistemului structural sunt cele care trebuie realizate:

- cutremur de securitate → ductilitate mare;
- cutremur de funcționare → capacitate de rezistență înaltă;
- cutremur de inițiere a avariilor → rigiditate mare.

b) Optimizarea costurilor totale

Indicații semnificative pentru stabilirea cutremurului de proiectare pot fi oferite de costurile totale pentru întreaga durată de viață a clădirii, așteptate ca urmare a riscului seismic.

Dacă un sistem structural este proiectat, așa cum se face în mod obișnuit, pentru cutremurul de securitate, se pot determina deformațiile așteptate în cazul unor

cutremure de mică intensitate. Primele avarii apar la diferite intensități ale cutremurelor (cutremurul de inițiere a avariilor), *în funcție de deformabilitatea și mobilitatea elementelor nestructurale*. Elementele de fațadă sau pereții de compartimentare alcătuiți în mod special sau despărțiți prin rosturi pot fi antrenate în deformații mari fără a suferi avarii.

Pe baza acestor constatări se poate determina, pe de o parte, intensitatea cutremurului de inițiere a avariilor pentru diferite construcții (v. subcapitolul 2.2.7,c), iar, pe de altă parte, poate fi evaluat gradul de avariere corespunzător acestor cutremure.

Pe baza probabilității de apariție a acestor cutremure (v. subcapitolul 2.2.2) se pot calcula avariile reale, care se așteaptă să se producă pe durata de viață a clădirii. Apoi, pot fi comparate costurile suplimentare rezultate din proiectarea antiseismică a sistemului structural cu costurile elementelor neportante.

În general, se constată o aversiune umană față de evenimentele catastrofale. Avariile în urma cutremurelor sunt în general rare, însă datorită faptului că se manifestă pe teritorii întinse sunt receptate de societate drept catastrofale. Gradul de avariere este astfel exagerat față de pierderile reale. Există astfel tendința de a cheltui pentru protecția antiseismică sume mai mari decât cele justificate din punct de vedere pur material.

Fig. 1.16 prezintă această corelație. Din avariile așteptate pe durata de viață a clădirii și costurile suplimentare pentru protecția antiseismică rezultă costurile totale datorate riscului seismic. Valoarea K_1 reprezintă costurile suplimentare pentru protecția antiseismică, reieșite din costurile minime totale reale implicând și avariile reale așteptate. Ca urmare a aversiunii sus menționate și datorită faptului că avariile în urma cutremurelor afectează de asemenea anumite aspecte ale funcționării, cât și datorită faptului că avariile materiale induc și neajunsuri nemateriale, costurile suplimentare K_2 pentru protecția antiseismică, mai mari decât cele reieșite din avariile reale așteptate, nu sunt considerate exagerate. Crește atât costul total minim, cât și protecția antiseismică.

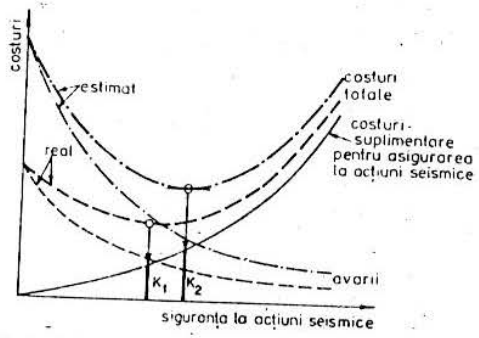


Fig. 1.16. Optimizarea costurilor totale reale și a celor realizate ca urmare a luării în considerație a riscului seismic.

Experiența din Noua Zeelandă a arătat că alcătuirea unui sistem structural în cadre pentru o seismicitate corespunzătoare cu aproximație cutremurului excepțional de la El Centro {[X8], Zona A}, comparată cu cea rezultată din proiectarea acestuia la acțiunile din vânt, conduce la o creștere cu 5-10% a costurilor suplimentare. Raportate la costurile totale ale clădirii, aceste costuri suplimentare reprezintă în jur de 1-3%.

1.6.5. Alegerea dimensiunilor secțiunilor

La dimensionarea preliminară a construcțiilor înalte, solicitate seismic, se procedează ca și în cazul celor obișnuite. Dimensiunile necesare ale secțiunilor se apreciază convențional, în acest caz prin regulile de proiectare valabile pentru structuri solicitate predominant gravitațional. Ulterior, dimensiunile elementelor structurale, care sunt în mod deosebit solicitate de acțiunea seismică, sunt mărite conform următoarelor reguli:

a) Condiții de stabilitate pentru grinzi și stâlpi

Pentru secțiunile dreptunghiulare ale elementelor cu momente încovoietoare aplicate la capete (grinzi, stâlpi) se vor respecta urmtoarele condiții de stabilitate, pentru evitarea pericolului de pierdere a stabilității generale sau locale [X3]:

$$\frac{l_n}{b_w} \le 25; \tag{1.19}$$

$$\text{și} \quad \frac{l_n h}{b_w^2} \le 100, \tag{1.20}$$

unde: l_n este deschiderea liberă (lumina) elementului;

b_w – lățimea perpendiculară pe axa elementului;

h – înălțimea secțiunii (dimensiunea în planul de încovoiere).

Pentru elementele în consolă cu secțiunea dreptunghiulară se aplică condițiile:

$$\frac{l_n}{b_w} \le 15; \tag{1.21}$$

$$\text{și} \quad \frac{l_n h}{b_w^2} \le 60. \tag{1.22}$$

Dacă secțiunea are cel puțin de o parte o aripă legată monolit cu secțiunea dreptunghiulară, valorile din relațiile de mai sus pot fi mărite cu 50%.

b) Stâlpi

Pentru stâlpii cadrelor puternic solicitate seismic se aplică următorul mod de predimensionare:

1. Înălțimea secțiunii stâlpilor interiori h_c se va alege în așa fel încât să se asigure ancorarea armăturilor longitudinale a riglelor care converg în stâlp. De aici rezultă, de exemplu, în cazul în care se utilizează bare de armătură din oțel

S500 cu diametrul de 20 mm înălțimea secțiunii stâlpului va fi: $h_c \ge 600$ mm (v. subcapitolul 4.7.4, h, tabelul din fig. 4.68).

În faza de predimensionare, stâlpii exteriori pot fi luați cu înălțime ceva mai redusă.

2. Zvelțețea geometrică a stâlpilor nu ar trebui să depășească, aproximativ, valoarea $l_n/h_c = 8$.

3. Ca valori de orientare pentru dimensiunile secțiunii stâlpilor h_c și b_c, la înălțimi uzuale ale etajelor, în jur de 3,50 m, se pot folosi următoarele valori:

1 - 5 niveluri	≥ 0,40 m;
5 - 10 niveluri	≥ 0,60 m;
10 - 20 niveluri	≥ 0,80 m.

c) Grinzi

În cazul grinzilor structurilor solicitate predominant de acțiuni seismice și atunci când se așteaptă formarea de articulații plastice în apropierea stâlpilor, coeficientul de armare la partea superioară a grinzii este hotărâtor pentru dimensionare. Dacă coeficientul de armare $\rho = A_s/(b_w d)$ depășește valoarea de aproximativ $4{,}5/f_y$ [N/mm^2], sunt de așteptat dificultăți în armarea nodurilor. Armătura de încovoiere necesară în dreptul stâlpilor poate fi redusă la valori realizabile practic, prin mărirea înălțimii grinzii.

În cazul grinzilor structurilor solicitate predominant de încărcări gravitaționale, dimensiunile pot fi stabilite după regulile uzuale. Se va ține însă cont de faptul că regulile de stabilire a înălțimii grinzii, corespunzătoare respectării valorilor limită ale săgeților, indicate de norme, adică, în mod curent, $20 < l/h_b < 25$ [A1], conduc în mod normal la secțiuni de armătură prea mari. În consecință, înălțimea grinzilor va fi aleasă ceva mai mare.

Dimensiunile absolute ale grinzilor depind în mare măsură de distribuția stâlpilor. Dimensiunile tipice ale grinzilor în clădiri destinate birourilor sunt:

Distanța între stâlpi	Dimensiunile grinzilor
6 x 6 m:	$h_b \times b_w = 0{,}50$ m $\times 0{,}35$ m
8 x 8 m:	$h_b \times b_w = 0{,}75$ m $\times 0{,}40$ m

Din motive de execuție a armăturii se recomandă dimensionarea grinzilor cu 60-100 mm mai înguste decât stâlpii.

d) Pereți structurali

În pereții structurali se prevede de obicei pe fiecare față câte o rețea de armături. Din această cauză, grosimea peretelui nu va fi mai mică de 200 mm. Excepțiile sunt posibile în cazul forțelor tăietoare mici sau în cazul în care construcția are numai 2-3 niveluri.

Pentru prevenirea pierderii stabilității în zona articulației plastice, raportul dintre înălțimea liberă și grosimea peretelui l_n/b nu va depăși valoarea de aproximativ 12 (pentru date mai precise, v. subcapitolul 5.4.2, b).

e) Grinzi de cuplare

Pentru a facilita distribuția armăturii diagonale, grinzile de cuplare și pereții legați de acestea vor avea o grosime de cel puțin 250 mm.

1.7. Noțiuni

În cadrul lucrării de față s-a acordat atenția cuvenită definirii clare și utilizării sistematice a noțiunilor necesare. Noțiunile au fost în întregime adaptate la prevederile ISO [X14] și la normativele germane, austriece și elveține întocmite pe baza acestora. Noțiunea de bază a metodei proiectării capacității de rezistență este explicată în subcapitolul 1.4. Celelalte noțiuni importante sunt definite acolo unde apar menționate pentru prima oară.

2

STABILIREA FORȚELOR SEISMICE ECHIVALENTE

Metoda proiectării capacității de rezistență prezentată în lucrarea de față utilizează forțe orizontale statice echivalente pentru stabilirea eforturilor în elementele sistemului structural. Acestea pot fi stabilite și prin procedeul spectrului de răspuns sau cu ajutorul răspunsului dinamic ca funcție de timp (v. subcapitolele 1.3.2,c și 1.3.3). Parametrul structural cel mai important pentru stabilirea forțelor echivalente este perioada fundamentală de oscilație. Influența formelor superioare de oscilație va fi luată în considerație ulterior. În cazul procedeului uzual de determinare a forțelor echivalente se va stabili, în primul rând, un cutremur de proiectare, adică o intensitate de proiectare, o accelerație maximă a terenului și un spectru de accelerație de proiectare.

Pentru înțelegerea relațiilor între mărimile de bază, capitolul de față prezintă, mai întâi, o scurtă trecere în revistă a principiilor fundamentale. La prezentarea acestora s-a pornit de la premisa că cititorul posedă deja anumite cunoștințe în domeniu, deoarece o prezentare detaliată a problemei ar depăși cadrul propus al lucrării de față. Pentru o înțelegere aprofundată a principiilor fundamentale, prezentate pe scurt în lucrare, se recomandă studiul atent al literaturii de specialitate. În special pentru cititorii din rândul inginerilor, pot fi recomandate lucrările de specialitate [B20, H3, N3, B26 și D2].

În continuare este prezentat procedeul general de stabilire a cutremurului de proiectare și a forțelor echivalente rezultate din acesta. Astfel devine posibilă, pe de o parte, înțelegerea ipotezelor aflate la baza normelor, iar, pe de altă parte, inginerului îi este oferită posibilitatea de a calcula singur, cu precizie suficientă, forțele echivalente, în lipsa normelor corespunzătoare, sau, în cazurile speciale, neacoperite de acestea.

2.1. Principii

Pentru înțelegerea relațiilor fizice, în următoarele capitole sunt descrise principalele fenomene care se produc în cazul unui cutremur de pământ. Se face definirea unor noțiuni speciale legate de proiectarea clădirilor înalte și se stabilesc relațiile dintre mărimile fizice și valorile de proiectare.

2.1.1. Producerea și propagarea undelor seismice

Cutremurele de pământ se produc, în special, ca urmare a mișcărilor crustei terestre. Datorită deplasării reciproce a plăcilor continentale, în zonele de contact și de ruptură ale acestora se acumulează, în general, tensiuni foarte mari. Energia acumulată în acest fel este eliberată brusc în momentul producerii rupturii și este propagată parțial sub formă de unde seismice. Fig. 2.1 prezintă în mod schematic acest mecanism. Suprafața de lunecare, numită și suprafața focarului, este adesea de întindere mare. Punctul median al suprafeței de focar este denumit hipocentru sau focar. Punctul de pe suprafața terestră aflat direct deasupra hipocentrului reprezintă epicentrul. Cu toate că focarele de cutremur sunt considerate de obicei punctiforme, întinderea suprafeței de focar poate influența puternic caracterul unui cutremur, în special în zona apropiată de epicentru.

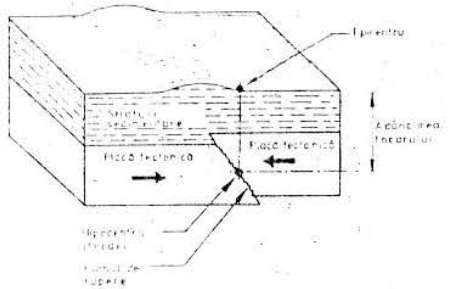


Fig. 2.1. Mecanismul de producere a cutremurelor prin deplasarea plăcilor tectonice {după [M16] și [B21]}.

Cutremurele de altă natură, cum ar fi cele generate de erupțiile vulcanice, prăbușirea golurilor formate prin exploatări miniere, de formarea lacurilor de acumulare etc. au o importanță redusă. Domeniul lor de influență se limitează de obicei la regiuni de întindere mică.

Un cutremur generează unde de natură diferită și cu viteze diferite de propagare (v. fig. 2.2). Importante, atât în ceea ce privește distanța de propagare cât și efectele,

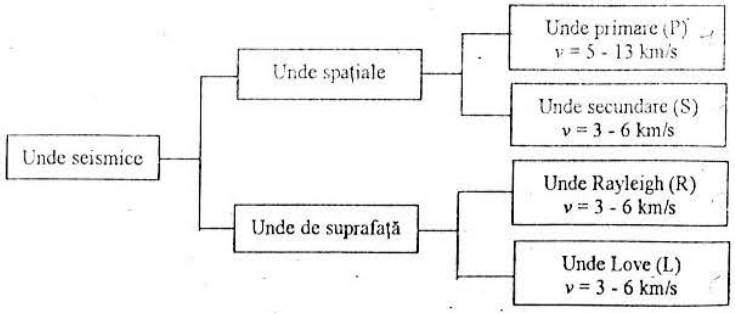


Fig. 2.2. Tipuri de unde seismice și valori caracteristice ale vitezei lor de propagare

sunt undele spațiale: undele *P*, numite unde primare (sau longitudinale) se propagă prin deformații normale de compresiune și decompresiune; undele *S*, numite unde secundare sunt unde de forfecare (sau unde transversale), care se propagă mai lent decât undele *P*. Undele spațiale sunt reflectate de suprafața terestră, cât și de suprafețele de contact dintre diferitele straturi de rocă. Aceasta face ca seismogramele, reprezentate schematic în fig. 2.3, să cuprindă pe lângă undele directe *P* și *S* și unde indirecte, reflectate de obicei de mai multe ori (*PP*, *PPP* etc., *SS*, *SSS*, etc.). Undele de suprafață (undele *R* și *L*) se propagă ceva mai încet decât undele transversale și sunt amortizate mai puternic. Devine deci evident că unul și același cutremur produce în fiecare punct de pe suprafața terestră o altă seismogramă, adică mișcarea spațială a terenului rezultată din suprapunerea în locul respectiv a tuturor undelor este diferită.

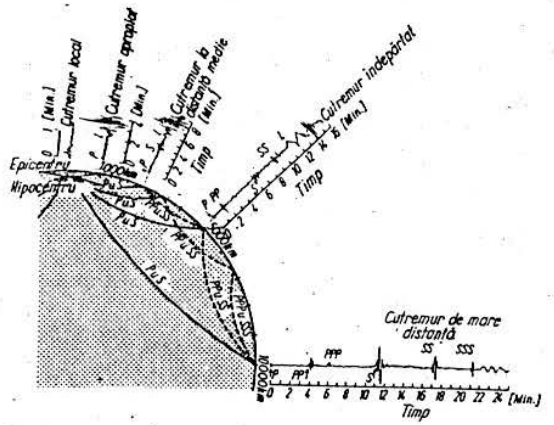


Fig. 2.3. Propagarea undelor seismice și aspectul lor pe seismogramă [M16].

Puterea unui cutremur poate fi cuantificată prin magnitudine. Magnitudinea reprezintă o măsură a energiei radiate din focar sub formă de unde seismice. Este utilizată frecvent următoarea formulă empirică, care stabilește relația dintre energia eliberată *E* și magnitudinea *M* (scara Richter):

$$M = \frac{2}{3}\left(\log E - 11{,}8\right) \quad [\text{erg}] \tag{2.1}$$

Cutremurele de pământ cele mai puternice înregistrate după 1900 ating o magnitudine de aproximativ 8,7. Valori tipice ale magnitudinilor cutremurelor cunoscute sunt aproximativ următoarele:

El Centro	1940	;	M=7,1
Alaska	1964	;	M=8,4
Friuli	1976	;	M=6,7
Mexico	1985	;	M=8,1
Armenia	1988	;	M=6,9
California de Nord	1989	;	M=7,1

2.1.2. Efecte asupra unui amplasament

a) Mișcările terenului

O clădire se construiește pe un anumit amplasament. Din această cauză, pentru proiectarea ei sunt importante numai acțiunile seismice din acest amplasament.

Intensitatea unui cutremur depinde, pentru un amplasament dat, de următorii parametri:

- magnitudine;
- distanța față de focar;
- condițiile geologice și topografice;
- condițiile de sol.

Pe baza magnitudinii M și a distanței față de focar r, există diferite formule, de exemplu pentru stabilirea accelerației maxime a terenului a_o, de tipul următor:

$$a_o = \frac{be^{cM}}{r^2} \quad [\text{m/s}^2] \qquad (2.2)$$

Astfel de formule cuprinzând funcția exponențială oferă însă numai valori grosiere de orientare, datorită faptului că nu țin cont de numeroși factori de influență. Ele pot oferi rezultate mulțumitoare pentru anumite cutremure, dar nu pot fi generalizate. Pentru condițiile din America se folosesc, de obicei, valorile b=12,30 km^2 și c=0,8 [M16].

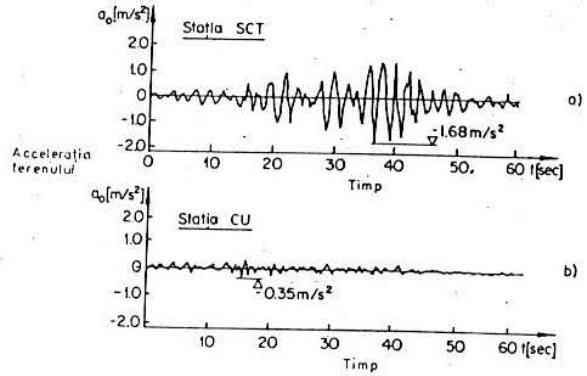


Fig. 2.4. Componentele est-vest ale accelerației terenului la cutremurul din Mexico, 1985: *a* - stația SCT în zona de sedimente; *b* - stația CU în zona stâncoasă [B17].

Un exemplu elocvent în privința importanței condițiilor locale de teren îl constituie cutremurul din Mexico City, din anul 1985. Fig. 2.4 prezintă accelerogramele înregistrate de două stații din Mexico City. Stația SCT se găsește în zona sedimentelor lacustre și prezintă o accelerație maximă de 1,68 m/s^2. Stația CU se găsește la numai circa 8 km distanță pe teren stâncos, la o distanță aproximativ egală de focar de circa 400 km. Valoarea maximă înregistrată aici este de 0,35 m/s^2, adică de 4,8 ori mai mică. Condițiile locale au condus în acest caz la o amplificare puternică a mișcării terenului și

la o modificare a conținutului de frecvențe (v. fig. 2.12), deoarece frecvențele proprii ale stratului moale de sedimente lacustre au fost puternic excitate.

Fig. 2.5 și 2.6 prezintă seismogramele cutremurelor din El Centro, 1940 și San Fernando (Pacoimadamm), 1971. Aceste cutremure sunt adesea folosite pentru calcule dinamice în domeniul timp, fiind utilizate în același scop și în capitolele 4, 5 și 6 ale prezentei lucrări.

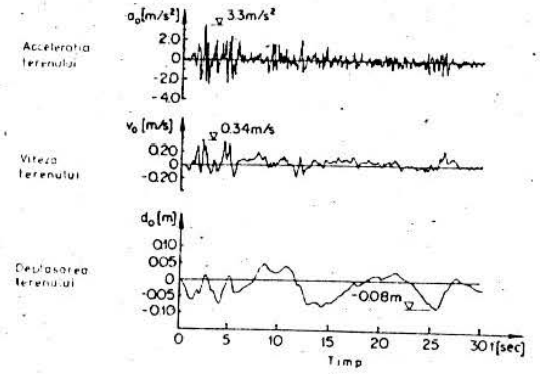


Fig. 2.5. Componenta nord-sud a cutremurului El Centro, 1940. Accelerația terenului a_o, viteza terenului v_o și deplasarea terenului d_o [W4].

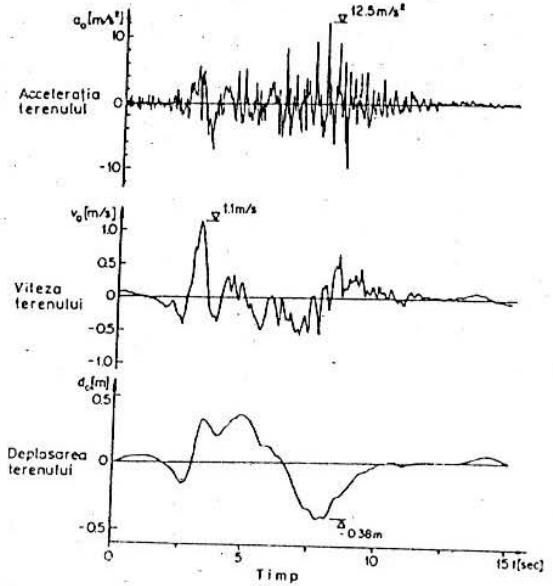


Fig. 2.6. Componenta S16°E a cutremurului San-Fernando, 1971 (Pacoimadamm): accelerația terenului a_o, viteza terenului v_o și deplasarea terenului d_o [B23].

b) Efecte asupra structurilor

Mișcarea terenului datorată unui cutremur provoacă în structuri o mișcare spațială relativ rapidă a bazei. Datorită masei sale, structura nu poate urma această mișcare fără a se deforma, producându-se astfel deformații, respectiv deplasări relative între punctele sistemului. Ca urmare a rigidității sistemului structural se produc forțe de revenire, generându-se oscilații. Astfel, în elementele structurii se produc eforturi de tipul momentelor încovoietoare, forțelor axiale de întindere și compresiune, forțelor tăietoare, precum și momentelor de torsiune.

Mărimile eforturilor rezultate din deplasările relative generate de mișcările seismice sunt adesea de multe ori mai mari decât cele corespunzătoare exploatării normale. În acest mod, construcția este suprasolicitată și apar avarii. Cutremurele de intensitate mai mare pot provoca prăbușirea. Din dorința de a cunoaște mai bine și de a putea compara diferitele tipuri de cutremure și efectele acestora asupra construcțiilor, de-a lungul timpului au fost definite diferite mărimi de comparație și întocmite diferite scări. Capitolul următor le descrie, pe scurt, pe cele mai uzuale dintre acestea.

Intensitate MSK	Mod de percepere/efecte	Intensitate MM
I	Nu este perceput; numai seismograful îl înregistrează	I
II	Puțin perceput; numai persoane izolate care sunt în mediu liniștit îl percep	II
III	Slab; simțit numai de puține persoane	III
IV	Perceput în mare măsură; simțit de multe persoane; ferestrele și tacâmurile sună	IV
V	Neliniștitor; perceput de toate persoanele din clădiri; obiectele atârnate oscilează	V
VI	Care sperie; mici degradări în clădiri	VI
VII	Degradări în clădiri	VII
VIII	Avarii și ruperi în clădiri	VIII
IX	Avarii generalizate în clădiri. Alunecări de terenuri	IX
X	Prăbușiri generalizate de clădiri. Falii în teren de până la 1 m deschidere	X
XI	Catastrofal; prăbușiri chiar și ale clădirilor celor mai bine construite; numeroase alunecări de teren și falii	XI
XII	Modificarea peisajului; clădiri și construcții subterane distruse; puternice modificări ale scoarței terestre	XII

Fig. 2.7. Intensitățile MSK și MM [M16 și B23].

2.1.3. Intensitatea

Diferiți cercetători au întocmit scări de intensitate bazate pe percepția cutremurelor de către persoane și pe efectele vizibile ale acestor cutremure asupra clădirilor și scoarței terestre. Aceste scări sunt relativ grosiere și nu oferă aproape nici o indicație cu privire la desfășurarea în timp a cutremurului sau la diferitele mărimi cinematice ce pot caracteriza mișcarea. Scările de intensități cele mai uzuale la ora actuală sunt:

- Scara Mercalli-modificată – Scara MM
- Scara Medvedev-Sponheuer-Karnik – Scara MSK.

Ambele cuprind douăsprezece grade de intensitate, corespunzând unele celorlalte la aproximativ o jumătate de grad. Între intensitățile V și XI, o valoare de pe scara MSK implică avarii mai puternice decât pentru aceeași valoare pe scara MM. Figura 2.7 face o comparație a celor două scări, prezentând o scurtă descriere a senzațiilor și efectelor corespunzătoare fiecărui grad.

2.1.4. Parametrii mișcărilor terenului

De când a devenit posibilă înregistrarea mișcărilor seismice, se fac încercări de a defini, pe lângă evaluarea foarte aproximativă a intensității, mărimi mai semnificative, care să le caracterizeze. Avem la dispoziție în acest caz valorile maxime ale accelerației terenului a_o, ale vitezei terenului v_o și ale deplasării terenului d_o, care trebuie reținute în cazul unui cutremur și care permit o evaluare mai bună a acestuia.

S-au făcut diferite încercări, în parte foarte diferite unele de celelalte, pentru corelarea acestor mărimi fizice ale mișcării terenului cu diferitele trepte de intensitate. Discrepanțele sunt de înțeles deoarece, de exemplu, conținutul de frecvență al cutremurului și durata fazei de mișcare puternică nu sunt cuprinse în aceste calcule.

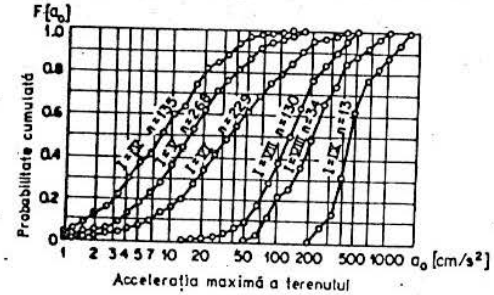


Fig. 2.8. Funcțiile de repartiție (probabilități însumate) a accelerațiilor maxime ale terenului înregistrate pentru cutremure cu diferite intensități (MM) [M16].

Fig. 2.8 prezintă prelucrarea unui număr mare de înregistrări de cutremure pentru care accelerațiile maxime a_o sunt reprezentate pentru intensitățile determinate I, sub forma unor curbe cumulative de frecvențe relative $F(a_o)$. În fig. 2.9 sunt prezentate relațiile, oferite de surse bibliografice diferite, între accelerațiile maxime ale terenului și intensitate. Au fost reprezentate valorile medii cu valori de fractil de 16% și 84%, sau valorile limită superioare sau inferioare. Corespondența generală este vizibilă, dar

valorile superioare și inferioare diferă puternic, dacă le considerăm din punctul de vedere al inginerului, chiar dacă luăm în considerație diferențele dintre scara MM și MSK. Astfel, pentru I=VII reiese pentru a_o un domeniu de la 0,5 m/s^2 la 2,6 m/s^2, valoarea cea mai frecventă fiind în jur de 1,3 m/s^2.

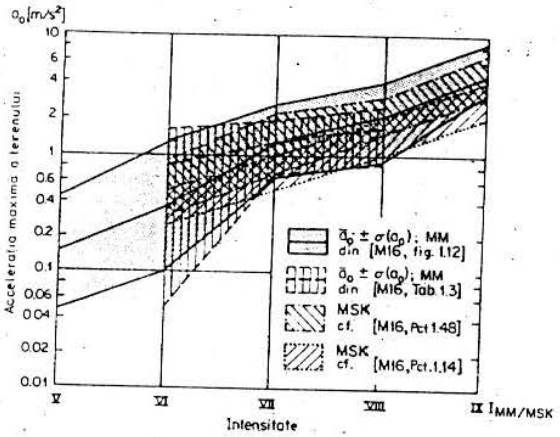


Fig. 2.9. Compararea accelerațiilor maxime ale terenului în funcție de intensitate (MM, respectiv MSK) după diferite surse.

Tabelul din fig. 2.10 prezintă valori pentru toate trei mărimile a_o, v_o și d_o, prezentându-se de fiecare dată valori fractil 16%, 50% (valori medii) și 84%. Aceste trei valori ar trebui să facă posibilă o delimitare a mărimilor parametrilor cinematici ai mișcărilor așteptate ale terenului. Domeniul de variație a valorilor este, în orice caz, mare, fiind de dorit date mai precise. Totuși, ținând cont de condițiile locale de teren, se pot stabili mărimile maxime ale parametrilor mișcării terenului (v. și subcapitolul 2.2.4).

Intensitatea I	VI[a]	VII[a]	VIII[a]
a_0 [m/s^2]	0,05–0,83–1,60	0,70–1,30–1,90	0,80–1,70–2,50
v_0 [m/s]	0,02–0,08–0,14	0,08–0,16–0,25	0,09–0,19–0,29
d_0[m]	0,01–0,04–0,07	0,04–0,08–0,13	0,02–0,09–0,15

Fig. 2.10. Corespondența între intensitate (MM) și accelerația maximă a terenului a_o, viteza terenului v_o -și deplasarea terenului d_o - conform tabelului 1.3 din [M16].

2.1.5. Spectrul de răspuns

O reprezentare cuprinzătoare a particularităților mișcării terenului produse în cazul unui cutremur de pământ este posibilă cu ajutorul spectrului de răspuns. Acesta poate fi stabilit în felul următor: un oscilator cu masă unică (cu un singur grad de libertate dinamică) este excitat de mișcarea terenului care acționează ca o deplasare a bazei. Valoarea maximă a răspunsului (accelerația, viteza sau deplasarea masei) este funcție de perioada proprie de oscilație sau de frecvența proprie. Acest calcul se face pentru oscilatoarele elastice cu un grad de libertate cu perioade diferite de oscilație, de obicei cu aproximație, în domeniul de $T = 0{,}05$ la 10 s și cu diferiți factori de amortizare. Curba obținută în acest fel este denumită spectru de răspuns.

Fig. 2.11 prezintă în mod schematic acest procedeu pentru diferite fracțiuni din amortizarea critică (raportul dintre coeficientul de amortizare și amortizarea critică).

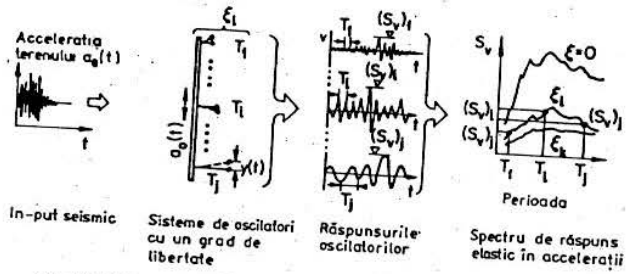


Fig. 2.11. Determinarea spectrelor elastice de răspuns (după [H3]).

Se consideră, în general, că spectrele oscilatoarelor cu un grad de libertate sunt reprezentative și pentru comportarea oscilatoarelor cu mai multe grade de libertate, comportare exprimată funcție de modurile proprii de vibrație.

Clădirile pot prezenta în domeniul elastic de comportare valori foarte diferite ale factorilor de amortizare. Trebuie făcută de asemenea distincția dintre amortizarea sistemului structural propriu-zis și amortizarea clădirii în întregime, care cuprinde și absorbția de energie de către elementele nestructurale. Structurile nefisurate din beton armat, chiar și cele precomprimate, pot prezenta un factor de amortizare vâscoasă (echivalentă) de aproximativ 1 %, în timp ce la structurile fisurate el este de până la 3 % [D1]. Prin influența elementelor nestructurale amortizarea poate crește la 5 % și chiar peste. În ultimul timp, pentru dimensionarea clădirilor se utilizează în special spectre cu amortizarea de 5 %.

Fig. 2.12 prezintă spectrele elastice ale cutremurului din Mexico City, 1985, ale cărui accelerograme sunt reprezentate în fig. 2.4. Accelerația maximă a terenului a_o corespunde perioadei T=0 (accelerația maximă a unui oscilator infinit de rigid). Diferențele dintre spectrele corespunzătoare celor două amplasamente apar deosebit de vizibile în această reprezentare. Amplasamentul pe terenul sedimentar a favorizat dezvoltarea unor accelerații maxime de răspuns de aproximativ 11 ori mai mari decât

accelerația maximă a terenului pentru oscilatoarele cu perioade proprii de oscilație de aproximativ 2 secunde.

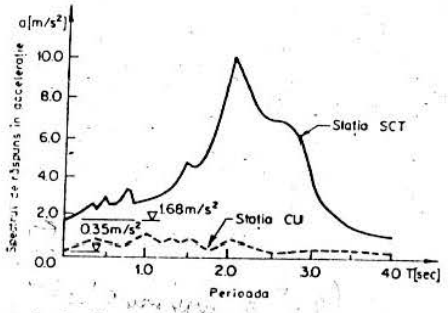


Fig. 2.12. Spectrele elastice de răspuns ale înregistrărilor la stațiile SCT și CU în Mexico City, 1985, componentele est-vest, amortizarea =5 % (după [B17]).

Reprezentarea prin spectrul de răspuns oferă o imagine realistă a efectelor unui anumit cutremur de pământ asupra unei structuri care oscilează elastic, cu referire directă la construcții. Conținutul de frecvențe al cutremurului poate fi citit în mod nemijlocit. Acesta se exprimă, împreună cu durata cutremurului, în *coeficientul de amplificare* α (raportul între valoarea de răspuns și valoarea înregistrată pe teren a parametrilor cinematici ai mișcării). Conținutul de informație este deci mult mai mare decât cel corespunzător mărimilor caracteristice ale mișcării terenului luate separat, de exemplu a_o. Figurile 2.13 și 2.14 prezintă spectrele elastice de răspuns ale cutremurelor

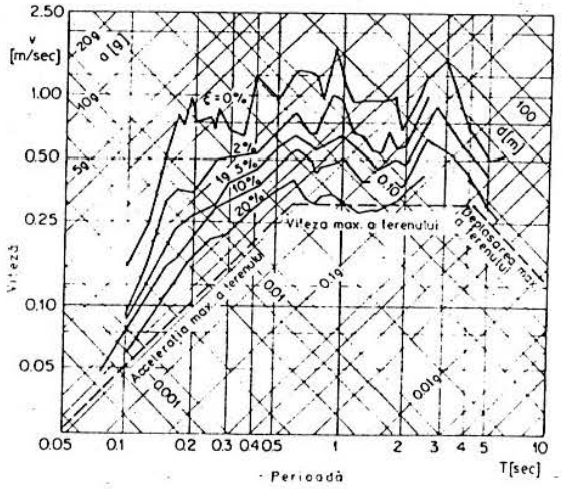


Fig. 2.13. Spectrul elastic de răspuns al cutremurului El Centro NS, 1940, amortizarea ξ = 0%, 2%, 5%, 10% și 20% (după [R4] și [N2]).

de la El Centro, 1940, și înregistrarea de la Pacoimadamm a cutremurului de la San Fernando, 1971. În reprezentarea de patru ori logaritmică, aleasă pentru fig. 2.13, sunt arătate și accelerația maximă a terenului, viteza maximă a terenului și deplasarea sa maximă. Curbele de răspuns oferă în acest caz deplasarea maximă relativă între masa oscilatorului și baza acestuia, precum și pseudo-viteza și pseudo-accelerația corespunzătoare.

Se aplică următoarele ecuații:

$$v_{ps} = \omega\, d_{rel} \tag{2.3}$$

$$\text{și } a_{ps} = \omega^2 d_{rel} \tag{2.4}$$

în care: $\omega = 2\pi f$ (2.5)

v_{ps} - pseudo-viteza;
d_{rel} - deplasarea relativă între masa oscilatorului și bază;
a_{ps} - pseudo-accelerația;
ω - frecvența circulară a oscilatorului;
f - frecvența proprie a oscilatorului.

O comparație a funcțiilor de răspuns și excitație la un mare număr de cutremure din America arată că, la o amortizare de 5 %, apar următorii factori medii, în domeniul amplificării maxime [N2]:

Accelerație	:	$\alpha_a = 2{,}12$
Viteză	:	$\alpha_v = 1{,}65$
Deplasare	:	$\alpha_d = 1{,}39$

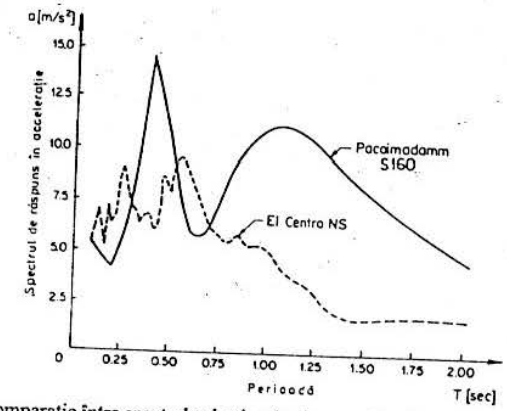


Fig.2.14. Comparație între spectrele elastice de răspuns: San Fernando (Pacoimadamm) S 16° E, 1971, și El Centro NS, 1940, amortizare = 5 % (după [16]).

Spectrele elastice de răspuns reprezentate în fig. 2.13 și 2.14 au fost stabilite pe baza înregistrărilor unor cutremure reale. Ele prezintă caracteristici specifice pentru

fiecare cutremur. La anumite frecvențe apar amplificări mai pronunțate ale oscilației terenului și, în consecință, conduc la vârfuri în spectru.

În scopul dimensionării se utilizează, de obicei, înfășurătoarele spectrelor de răspuns ale diferitelor cutremure, considerate semnificative, așa-numitele spectre de răspuns pentru dimensionare sau, pe scurt, spectre de dimensionare. Acestea prezintă variații continue, sunt de obicei netezite, iar în reprezentarea logaritmică sunt limitate prin drepte.

2.1.6. Cutremurul de dimensionare

Inginerului proiectant îi sunt necesare pentru proiectarea sistemului structural al unei clădiri date privind cutremurul semnificativ, adică cutremurul de dimensionare. Tipul acestor date depinde de metoda de calcul aleasă. Fig. 2.15 prezintă relațiile uzuale între metodele de calcul și datele privind cutremurul de dimensionare. În metoda proiectării capacității de rezistență se determină forța statică echivalentă corespunzătoare frecvenței fundamentale a construcției, pornind de la spectrele elastice, respectiv inelastice de dimensionare. Această forță este distribuită printr-un procedeu simplu pe înălțimea clădirii. Influența formelor superioare este luată în considerație la stabilirea curbelor înfășurătoare ale eforturilor. La aceasta se adaugă faptul că mecanismul de disipare a energiei este cunoscut și stabilit univoc în cazul metodei proiectării capacității de rezistență.

Independent de metoda de calcul și de dimensionare se pune problema determinării intensității și tipului cutremurului de dimensionare. Conform subcapitolului 1.6.4, a se pot considera în calcul trei trepte de cutremure:

- cutremurul de securitate;
- cutremurul de funcționare;
- cutremurul de inițiere a avariilor.

Pentru fiecare dintre aceste cutremure trebuie indicate mărimile necesare pentru dimensionare, în majoritatea cazurilor sub forma spectrelor de răspuns de dimensionare. În acest caz, pornind de la cutremurul de securitate, se alege un singur parametru de scalare pentru cutremurele de funcționare și de inițiere a avariilor, de regulă, valoarea accelerației maxime a terenului a_o, ceea ce revine la admiterea unor spectre asemănătoare cu cel corespunzător cutremurului de securitate.

Adesea, pentru dimensionare se utilizează legi de variație în timp, generate artificial, ale unei mărimi cinematice care caracterizează mișcarea terenului (de ex. accelerograme artificiale). Deoarece aceste legi de variație în timp acoperă cât se poate mai bine spectrul de dimensionare pe tot domeniul de frecvențe, conținutul de energie al unui astfel de cutremur artificial este în general simțitor mai mare decât cel al spectrului de dimensionare corespunzător cutremurului natural. Aceasta poate conduce la anumite rezerve de rezistență în structură.

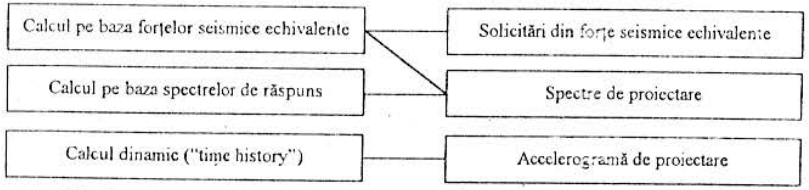


Fig. 2.15. Metode de calcul la acțiuni seismice și datele de intrare corespunzătoare referitoare la cutremurul de proiectare.

Baza pentru alegerea cutremurelor de dimensionare o constituie relația dintre mărimea parametrului caracteristic ales (intensitatea, accelerația maximă a terenului etc.) și probabilitatea de manifestare, adică perioada de revenire. Pe baza acestora se pot deduce, pornind de la durata de folosință a clădirii, avariile probabile. Acțiunea seismică corespunzătoare poate fi precizată printr-un calcul de optimizare (v. subcapitolul 1.6.4, b) sau cu ajutorul unor valori discrete, stabilite ca limite de inițiere a avariilor (v. subcapitolul 2.2.7,c).

Dimensionarea clădirilor înalte la acțiuni seismice începe în mod normal prin dimensionarea la cutremurul de securitate. Ulterior, se stabilește comportarea structurii sub acțiunea cutremurelor de funcționare și de inițiere a avariilor și se verifică în raport cu cerințele de dimensionare. Adesea se procedează în ordine inversă: se determină cutremurele admisibile de funcționare și de inițiere a avariilor pentru construcția dimensionată la cutremurul de securitate.

În capitolele următoare va fi tratată cu precădere dimensionarea la cutremurul de securitate. Prin urmare, expresia "cutremur de dimensionare" va avea în general sensul de cutremur de securitate.

2.2. Procedeul general

Prezentul capitol descrie modul general de a proceda pentru stabilirea forței seismice echivalente. Cu aceasta, inginerul ar trebui să poată stabili singur forța echivalentă, pornind de la anumite mărimi caracteristice. Majoritatea acestora pot fi găsite în surse bibliografice (de ex. hărțile de risc seismic). Pentru a realiza o construcție economică, se va apela pentru date suplimentare la specialiști, de exemplu la ingineri seismologi, dacă nu se dispune de documente de acest fel. Evaluări prea acoperitoare pot genera supradimensionări și costuri suplimentare, fiind justificate, din această cauză, numai în cadrul unor dimensionări preliminare.

2.2.1. Privire generală

De obicei se dispune de norme care precizează cel puțin unele dintre etapele menționate (v. și subcapitolul 2.3). Pentru tratarea problemelor speciale, pentru situațiile în care nu se dispune de norme corespunzătoare, precum și pentru ușurarea înțelegerii problemei, fig. 2.16 prezintă procedeul general de determinare a forței seismice echivalente, cu subetapele sale cele mai importante.

Schema din fig. 2.16 arată că, pornind de la o relație între intensitatea I și probabilitatea de manifestare W pentru un anumit amplasament, se stabilește o intensitate de dimensionare corespunzătoare construcției considerate. Această intensitate I permite stabilirea valorii de calcul a accelerației maxime a terenului a_o, care se utilizează ca mă-

rime caracteristică pentru scalarea spectrului de dimensionare. Din spectrul elastic de dimensionare pot fi determinate spectre inelastice de dimensionare valabile pentru valori admise de ductilitate (v. subcapitolul 3.1.4). După alegerea factorului de ductilitate de dimensionare se poate stabili, din spectrul inelastic de dimensionare, valoarea accelerației maxime a masei echivalente *a* corespunzătoare frecvenței fundamentale a construcției, cu care poate fi calculată forța echivalentă.

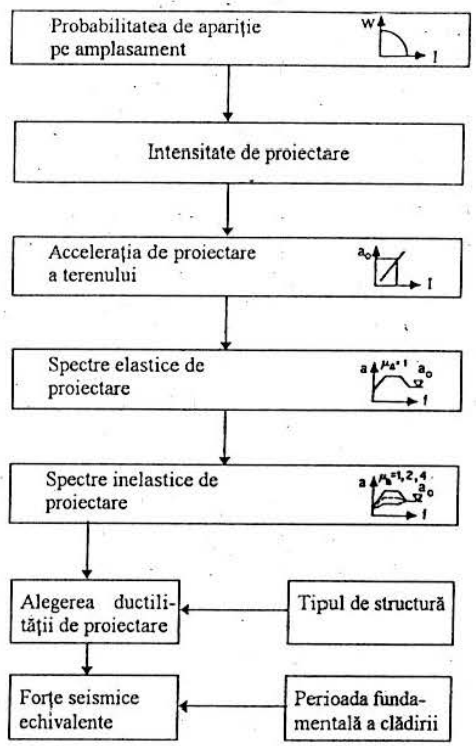


Fig. 2.16. Schema etapelor generale de determinare a forțelor seismice echivalente.

Etapele prezentate în fig. 2.16 au în vedere, pe de o parte, înțelegerea interdependențelor, iar, pe de alta, posibilitatea de a efectua studii mai aprofundate și comparații între variante posibile. În funcție de datele și variantele de care dispune, inginerul poate interveni în orice etapă dorește. Relațiile fundamentale descrise în capitolele următoare îi permit să adapteze datele destul de ușor problemei, la orice modificare de condiții (de exemplu referitor la probabilitatea de manifestare). Aceasta permite o optimizare a sistemului structural, așa cum este prezentată în principiu în subcapitolul 1.6.4, b.

2.2.2. Probabilitatea de manifestare a cutremurelor de pământ

Relația dintre intensitatea *I* și probabilitatea de manifestare *W* într-un amplasament este de mare importanță pentru stabilirea cutremurului de dimensionare și, prin aceasta, pentru determinarea forței seismice echivalente. În general, este valabilă constatarea potrivit căreia cutremurele de intensitate mai mare se produc mai rar decât cele de intensitate redusă.

Determinarea relației *I-W* se face după cum urmează: se determină mărimea intensității (efectului) cutremurelor provenite din focarele cunoscute din jurul amplasamentului. Prin suprapunerea efectelor tuturor focarelor importante se determină probabilitățile de producere a evenimentelor seismice cu o anumită intensitate, de unde rezultă apoi relația căutată. Dificultatea acestei etape constă, în primul rând, în necesitatea de a cunoaște toate focarele cu magnitudinile lor specifice (sau intensitățile la epicentru) precum și probabilitățile aferente de manifestare. Suntem astfel în situația de a trebui să

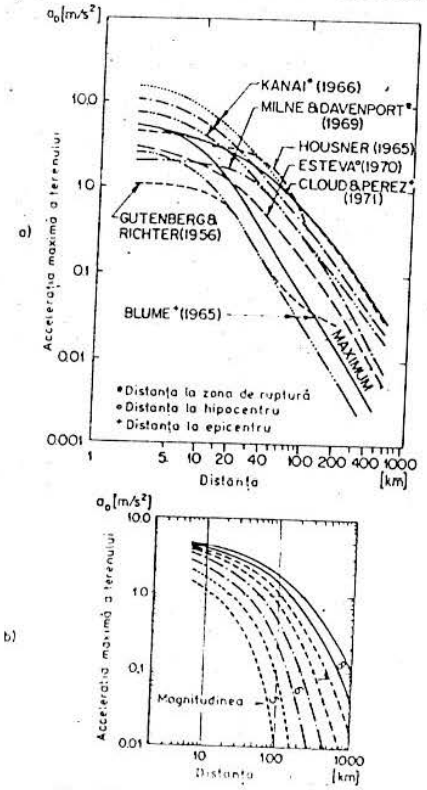


Fig. 2.17. Compararea funcțiilor empirice de atenuare pentru accelerația maximă a terenului funcție de distanță pentru:
a – cutremure de magnitudinea 6,5 [B23]; *b* – pentru cutremure de magnitudini diferite (medie) [H3].

facem evaluări suficient de sigure, folosind baze de date, de regulă, destul de reduse. Frecvent sunt prea puțin cunoscute și legile atenuării pentru a lua în considerație distanța de la focarul cutremurului cât și condițiile geologice. Relația *I-W* poate fi determinată cu precizie numai de specialiști și cu eforturi considerabile; în caz contrar pot fi evaluate – în cel mai bun caz – date orientative pentru unele calcule preliminare.

Figura 2.17 prezintă una din numeroasele legi de atenuare propuse de sursele bibliografice pentru accelerația maximă orizontală în funcție de distanță. Diferențe într-adevăr mari pot fi explicate prin mecanismele diferite de focar, adâncimile diferite ale acestora și condițiile geologice. Se poate vedea cu ușurință că astfel de legi de atenuare pot fi aplicate cu succes numai pentru zone geografice limitate și pentru anumite tipuri și intensități de cutremure.

În unele țări au fost elaborate hărți de risc seismic [H3]. Acestea oferă, pentru o anumită probabilitate de manifestare respectiv perioadă de revenire (valoare reciprocă), intensitatea cutremurului de intensitate maximă așteptată. Astfel, pentru Elveția au fost întocmite hărți pentru perioade de revenire de 100, 1000 și 10000 ani precum și o hartă a probabilității de manifestare pentru un cutremur de intensitatea I_{MSK}=VIII [M18]. Pe baza acestei informații poate fi stabilită relația dintre intensitatea I și probabilitatea de manifestare W pentru orice amplasament cuprins în hartă.

În fig. 2.18 sunt reprezentate, cu caracter exemplificativ, aceste relații pentru o localitate din cantonul Wallis (Turtmann), la Cotul Rinului (Basel) și în Elveția de Mijloc (Berna). Probabilitatea de manifestare și, prin aceasta, riscul unor cutremure de intensitate mai mare este conform acestora simțitor mai mic la Berna decât la Basel sau chiar la Turtmann.

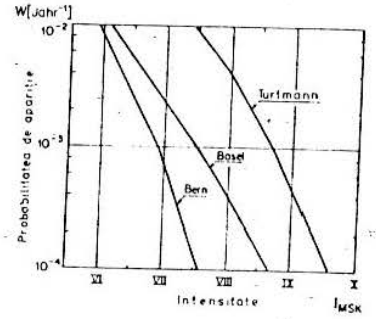


Fig. 2.18. Relațiile între intensitatea cutremurelor I și probabilitatea de manifestare W pentru Berna, Basel și Turtmann (Elveția) după [M18].

Presupunând o anume relație între accelerația maximă a terenului și intensitate (v. fig. 2.9 și 2.21), din aceasta se poate deduce direct și relația dintre accelerația maximă a terenului și probabilitatea de manifestare. Această relație poate fi normată la o probabilitate anumită de manifestare cu accelerația maximă a terenului. De aici rezultă un factor în funcție de probabilitatea de manifestare, care poate fi definit ca factorul de risc R. În fig. 2.19 este reprezentată o asemenea relație, dar în locul probabilității de manifestare s-a folosit valoarea reciprocă a acesteia, perioada de

revenire. Ea este normalizată pentru o perioadă de revenire de 150 de ani la R=1,0. Perioada de revenire de 400 de ani va da valoarea R=1,9 iar cea de 1000 de ani va da R=2,7.

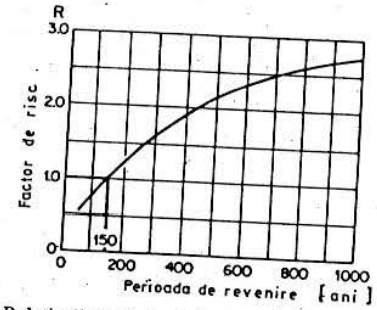


Fig. 2.19. Relația dintre factorul de risc R și perioada de revenire [H4].

Pornind de la accelerația maximă a terenului la o anumită probabilitate de manifestare din fig. 2.19 se poate stabili, pentru orice perioadă de revenire, accelerația maximă corespunzătoare a terenului.

2.2.3. Intensitatea de calcul

Cu ajutorul relației *I-W*, conform capitolului anterior, poate fi stabilită pentru o anumită probabilitate de manifestare intensitatea de calcul pentru dimensionarea construcției. În general, dimensionarea se va face inițial pentru cutremurul de securitate, cum s-a specificat în subcapitolul 1.6.4, a. În funcție de tipul și destinația clădirii, la dimensionarea structurii acesteia vor fi luate în considerație și eforturile provocate de cutremure de intensitate mai mică sau cu o probabilitate de manifestare mai mare.

Dacă este necesară verificarea suplimentară pentru cutremurul de funcționare, trebuie stabilită și intensitatea de calcul corespunzătoare acestuia. În cazul în care o clădire dimensionată la cutremurul de securitate nu prezintă o comportare satisfăcătoare la cutremurul de funcționare, nivelul avariilor poate fi redus prin măsuri corespunzătoare. Astfel, elementele nestructurale pot fi executate:

– cu rosturi de separare;
– fixate ductil în anumite puncte;
– alcătuite corespunzător pentru a avea o ductilitate mai mare.

O altă posibilitate constă în a mări forța capabilă a structurii sau în a realiza o structură cu o rigiditate mai mare. Ambele variante implică cheltuieli suplimentare.

Cutremurul de inițiere a avariilor se ia de obicei în considerare ulterior, adică se determină și se discută cutremurul de inițiere a avariilor după dimensionarea sistemului structural (v. subcapitolul 2.2.7, c). În cazul în care este necesară ridicarea nivelului de inițiere a avariilor, se va proceda la măsuri similare celor descrise mai sus.

Tabelul 2.20 prezintă valori tipice pentru perioadele de revenire ale cutremurelor de calcul pentru clădirile înalte. O perioadă de revenire de ex. de 400 ani înseamnă că,

pe durata de viaţă a clădirii de aproximativ 100 de ani, probabilitatea de manifestare a unui cutremur de intensitatea de calcul este în jur de 20 % [B25].

Tipul de cutremur	Perioada de revenire
Cutremur de siguranţă	150 - 1000 ani
Cutremur de funcţionare	50 - 200 ani
Cutremur de iniţiere a avariilor	10 - 50 ani

Fig.2.20. Perioada de revenire caracteristice pentru proiectarea clădirilor.

Compararea probabilităţilor de manifestare, respectiv a perioadelor de revenire prevăzute în diferite norme este dificilă fără a apela la alte informaţii semnificative, deoarece, prin introducerea unor factori suplimentari, perioada de revenire indicată este modificată adesea implicit. În plus, în cazul comparaţiei, trebuie să se ţină cont şi de relaţiile dintre intensitate şi acceleraţia maximă a terenului (v. subcapitolul 2.2.4) care stau la baza indicaţiilor din norme, de coeficienţii de siguranţă utilizaţi, fractilii rezistenţelor materialelor etc.

Cu ajutorul fig. 2.19 pot fi variate cutremurele de dimensionare în funcţie de perioada de revenire. Astfel devine posibilă compararea costurilor suplimentare pentru protecţia antiseismică în cazul diferitelor probabilităţi de manifestare şi poate fi, după caz, întreprinsă o optimizare conform subcapitolului 1.6.4, b.

2.2.4. Acceleraţia de calcul

Pornind de la intensitatea de calcul se poate determina acceleraţia maximă corespunzătoare a terenului. Corelaţia dintre intensitate şi acceleraţia maximă a terenului nu este însă strict univocă şi prezintă un domeniu destul de larg de variaţie (v. fig. 2.9). Cauza constă în special în faptul că alţi parametri precum durata şi conţinutul de frecvenţă ale cutremurului cât şi condiţiile locale de teren au o mare influenţă asupra acţiunii distructive a unui cutremur de pământ şi asupra intensităţii corespunzătoare acestuia.

O corelaţie numerică tipică dintre intensitate şi acceleraţia maximă a terenului poate fi dată de exemplu pentru cutremurul de la Friuli, Italia Superioară, 1976 [B23]:

$$\log a_o = 0{,}26\ I_{MSK} - 1{,}81 \qquad (2.6)$$

a_o fiind exprimat în m/s^2.

Valorile numerice ale acestor formule empirice pot fi considerate într-o oarecare măsură valabile pentru cutremurele cu adâncimile focarelor de 10 şi 20 km din perimetrul Alpilor. Pentru cutremurele cu alte adâncimi de focar sau din alte regiuni, acestea nu sunt obligatoriu reprezentative.

Fig. 2.21 prezintă relaţiile prezentate de diferiţi autori între intensitate şi acceleraţia maximă a terenului.

Ca acceleraţie de calcul se utilizează frecvent aşa-numita "acceleraţie efectivă a terenului", care se manifestă de câteva ori în timpul unui cutremur, fiind astfel mai mică decât acceleraţia maximă a terenului, care apare o singură dată şi nu este neapărat reprezentativă pentru forţa de distrugere [B25]. Aceasta corespunde unei modificări de

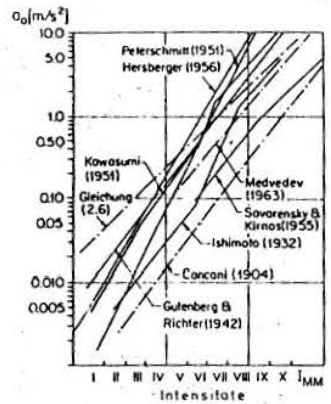


Fig. 2.21. Relaţii empirice între intensitate şi acceleraţia maximă a terenului [B23].

tipul unei translaţii a relaţiei dintre intensitate şi acceleraţia maximă a terenului. În ecuaţia (2.6) se va introduce de exemplu, în locul constantei 1,81, valoarea de 1,88.

Cu ajutorul acceleraţiei maxime a terenului pot fi scalate spectre de acceleraţie (v. subcapitolul 2.2.5). Pentru construcţia spectrelor de dimensionare în scară cvadruplu logaritmică (v. fig. 2.13) sunt necesare pe lângă acceleraţia maximă a terenului a_o şi viteza maximă a terenului v_o cât şi deplasarea maximă a terenului d_o (v. fig. 2.10).

2.2.5. Spectrul elastic de calcul

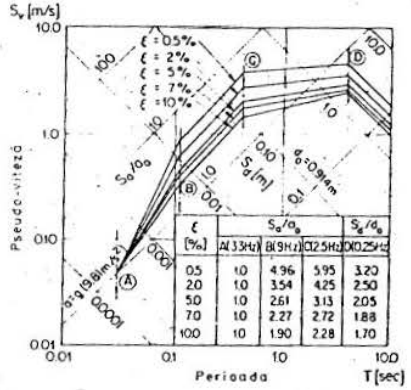
Spectrele elastice de răspuns caracterizează comportarea unui oscilator elastic cu un grad de libertate, cu amortizare dată la excitaţia produsă de mişcarea bazei. Valoarea maximă a răspunsului este funcţie de frecvenţa proprie sau de perioada proprie a oscilatorului. Sunt uzuale atât scările lineare, cât şi cele logaritmice, reprezentările simple sau combinate. Rezultă curbe tipice, relativ neconstante de genul celor reprezentate în fig. 2.13.

Spectrele elastice de calcul, dimpotrivă, reprezintă înfăşurătoarea valorilor spectrale, cu o anumită probabilitate de depăşire (fractili) a tuturor cutremurelor aşteptate pentru un anumit amplasament.

Forma de bază a unui spectru, relativ independentă de o scalare sau alta, poate fi foarte diferită în funcţie de mecanismul de focar, adâncimea acestuia sau condiţiile geologice regionale şi locale. Astfel, spectrele valabile pentru California sau regiunea europeană a Alpilor (adâncimi de focar de 10–40 km, teren relativ rigid) prezintă amplificarea cea mai mare în domeniul de aproximativ 2–8 Hz, în timp ce spectrele valabile pentru Bucureşti (adâncime mare de focar, distanţă mare de acesta, teren moale) sau Mexico City (distanţă mare de focar, teren foarte moale) prezintă valori maxime pronunţate la frecvenţe simţitor mai mici (aproximativ între 0,3 şi 2 Hz). Forma de bază a unui spectru pentru condiţii de teren date, denumit de asemenea

spectru normat, este scalat pentru o accelerație orizontală a terenului de 1*g*. Pentru scopuri aplicative, astfel de spectre normate trebuie recalculate pentru accelerația de calcul a terenului.

Fig. 2.22 prezintă spectrele elastice normate (84 % fractili) determinate pentru cutremurele californiene, pentru diferite valori de amortizare, așa cum se utilizează pentru proiectarea antiseismică a clădirilor. Aceste spectre normate pot fi construite pentru fiecare valoare de amortizare cu ajutorul valorilor caracteristice în punctele *A* până la *D* (așa-numitele frecvențe de colț). În acest scop se utilizează valorile spectrale ale accelerației S_a (absolută) și ale deplasării relative S_d. Prin S_v se notează pseudoviteza corespunzătoare.



ξ [%]	S_a/a_g A(33Hz)	B(9Hz)	C(2.5Hz)	D(0.25Hz)
0.5	1.0	4.96	5.95	3.20
2.0	1.0	3.54	4.25	2.50
5.0	1.0	2.61	3.13	2.05
7.0	1.0	2.27	2.72	1.88
10.0	1.0	1.90	2.28	1.70

Fig. 2.22. Spectrele elastice normate (din [M16]).

2.2.6. Spectre inelastice de calcul

În cazul spectrelor elastice se presupune că oscilatorul cu un grad de libertate prezintă o comportare linear-elastică pe tot domeniul de deformare. Valorile spectrale obținute pe această cale se pot diminua numai prin creșterea amortizării.

Luând în considerație o comportare inelastică, respectiv elasto-plastică a oscilatorului cu un grad de libertate având o forță de reacțiune corespunzătoare curgerii F_y mai mică decât forța elastică maximă ce apare într-un oscilator elastic cu aceeași frecvență fundamentală, la aceeași funcție de excitație, se obține, în general, o deplasare maximă mai mare, având și o componentă inelastică.

Un oscilator inelastic cu o forță (laterală) capabilă mai mică decât cea a unui oscilator elastic analog poate suporta aceeași excitație dinamică ca și oscilatorul elastic mai rezistent, dacă are posibilitatea de a dezvolta deformații postelastice. Această proprietate poate fi folosită în mod avantajos pentru preluarea unor acțiuni dinamice excepționale, dar relativ rare, cum sunt cele provocate de cutremurele de mare intensitate. Prin urmare, atunci când pot fi admise deformații postelastice, care nu pericliteză stabilitatea și rezistența sistemului structural, capacitățile de rezistență ale elementelor sistemului pot fi reduse la valori avantajoase din punct de vedere economic.

Să vedem cum poate fi stabilită această valoare necesară a capacității de rezistență pentru un sistem cu comportare inelastică.

Sistemele structurale nu prezintă sub încărcări orizontale cvasi-statice monoton crescătoare o comportare bilineară, adică elasto-plastică ideală. După o comportare inițială linear-elastică, deplasările laterale încep să crească mai repede decât forțele orizontale. La elementele încovoiate din beton armat, acest fenomen are mai multe cauze: o dată cu creșterea efortului se măresc deschiderile fisurilor, poziția axei neutre se modifică, modificând în consecință rigiditatea secțională a barei. La un moment dat, armăturile cele mai îndepărtate de axa neutră intră în curgere, urmate treptat de celelalte armături. Aceasta conduce la o scădere constantă a rigidității secționale până la plastifierea totală a secțiunii (formarea unei articulații plastice). Prin aceasta, pe întregul sistem structural, apar efecte noi, generate de formarea succesivă a articulațiilor plastice o dată cu creșterea forțelor orizontale.

În general, modul de dezvoltare a deformațiilor corespunde curbei prezentate în fig. 2.23, care nu se modifică substanțial în cazul unor solicitări ciclice (influența solicitărilor ciclice alternante va fi studiată ulterior). Pentru simplificarea modelelor matematice, această curbă este înlocuită cu o variație ideală bilineară, adică ideal elasto-plastică, conform curbei întrerupte din fig. 2.23. Pe curba simplificată se definesc, în mod convențional, punctele corespunzătoare începutului curgerii la 0,75 F_y și deplasarea corespunzătoare curgerii Δ_y funcție de o valoare medie a forței capabile în domeniul postelastic F_y.

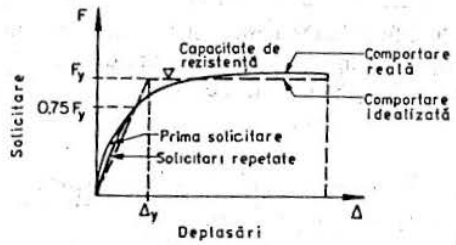


Fig. 2.23. Definirea relației simplificate bilineare dintr-o curbă forță-deplasare stabilită experimental sau prin calcul [P53].

Modul de stabilire a valorii Δ_y are o importanță hotărâtoare, întrucât ea are rolul unei valori de referință în definirea ductilității (v. subcapitolul 3.1.4). O aliniere internațională la definirea simplă și practică a valorii F_y, așa cum a fost făcută de către cercetătorii neozeelandezi, descrisă în fig. 2.23, ar ușura atât compararea lucrărilor de cercetare experimentală, cât și condițiile de calcul.

Propunerea referitoare la modul de definire a deplasării de curgere Δ_y se bazează pe faptul că forța capabilă F_y poate fi, de obicei, calculată fără dificultăți. Rigiditatea elastică idealizată este în corelație cu punctul 0,75 F_y. La această valoare a forței laterale F fisurarea betonului se consideră încheiată, iar influențele, pronunțat nelineare, descrise mai sus, sunt încă relativ mici. Deplasarea de curgere Δ_y va fi stabilită în ipoteza

unei rigidităţi constante până la atingerea forţei capabile. Rigiditatea iniţială simţitor mai mare, este lipsită de importanţă pentru calculul la acţiuni seismice.

La începutul capitolului a fost comparată comportarea unui oscilator inelastic cu cea a unui oscilator elastic, în special sub aspectul forţelor capabile necesare ale acestora. Întrucât, la dimensionare, mărimea forţei capabile necesare este o consecinţă directă a mărimii forţei seismice echivalente (relaţie practic lineară), cu ajutorul definiţiei factorului de ductilitate de deplasare (v. subcapitolul 3.1.4) poate fi stabilită forţa seismică echivalentă pentru sisteme inelastice, în raport cu cea a unor sisteme elastice analoge. Cu cât ductilitatea disponibilă, respectiv admisibilă, este mai mare, cu atât mai mare este reducerea posibilă a "forţei elastice echivalente". Acesteia îi corespunde o reducere a valorilor spectrale (v. subcapitolul 2.2.5), ale spectrelor elastice de dimensionare, care poate fi operată cu ajutorul diferitelor funcţii de reducere.

a) Coeficienţi empirici de reducere

Funcţii empirice de reducere a spectrului elastic pot fi stabilite comparând răspunsul maxim al unui oscilator elastic cu cel al unor oscilatoare elasto-plastice. Pentru oscilatoare elasto-plastice cu forţe capabile diferite (dar având aceeaşi perioadă proprie pentru domeniul elastic de comportare) rezultă deplasări maxime diferite şi, prin urmare, sub acţiunea aceleiaşi excitaţii la bază în ele se dezvoltă deformaţii postelastice diferite ce pot fi caracterizate prin factori de ductilitate μ_Δ diferiţi. Dacă procedăm acum invers, alegând diferite valori ale factorilor de ductilitate de deplasare μ_Δ (de ex. μ_Δ = 1; 1,5; 2; 3; 4) calculăm valorile corespunzătoare ale forţei capabile sau ale celorlalte mărimi caracteristice ale răspunsului şi repetăm procedeul pentru oscilatoare cu alte perioade proprii, obţinem o familie de spectre de răspuns. Fig. 2.24 prezintă spectrele inelastice ale cutremurului de la El Centro, 1940.

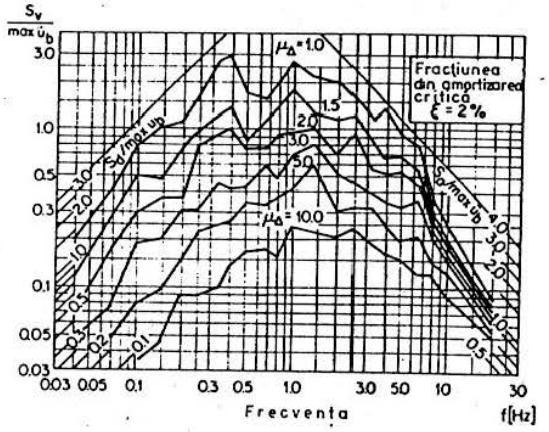


Fig. 2.24. Spectre inelastice: influenţa factorului de ductilitate de deplasare asupra valorilor spectrale (El Centro, NS, 1940 =2 %) [M16].

Spectre inelastice se pot determina pentru diferite accelerograme şi se pot raporta apoi, la spectrul elastic corespunzător. Se pot astfel determina coeficienţii empirici de reducere, prin trasarea valorilor medii ale spectrelor inelastice corespunzătoare diferiţilor factori de ductilitate aleşi şi prin "netezirea", apoi, a curbelor spectrale. Din aceste curbe se deduce raportul dintre forţa seismică echivalentă inelastică corespunzătoare unui factor de ductilitate dat şi cea elastică, pentru o perioadă proprie dată.

b) Coeficienţi de reducere determinaţi prin procedee aproximative

Procedeul prezentat în acest capitol este relativ nou şi presupune, pe de o parte, să dispunem de accelerograme reprezentative pentru zona geografică respectivă, iar, pe de alta, necesită un volum mare de calcul. Spectrele inelastice astfel obţinute pot fi descrise matematic numai prin funcţii de aproximare, ceea ce le îngreunează aplicarea .

Din această cauză, se utilizează pentru stabilirea spectrelor inelastice şi procedee aproximative, bazate pe aplicarea unor principii deduse din analiza răspunsului inelastic.

Principiul deplasării egale. La baza acestui principiu stă ipoteza potrivit căreia deplasarea maximă a unui oscilator elasto-plastic cu un grad de libertate este egală cu cea a oscilatorului analog, perfect elastic, având aceeaşi rigiditate iniţială egală (v. fig. 2.25, *a*). Coeficientul de reducere

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} \tag{2.7}$$

devine astfel:

$$\frac{F_{el}}{F_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu_\Delta \tag{2.8}$$

$$\alpha_\mu = \frac{1}{\mu_\Delta} \tag{2.9}$$

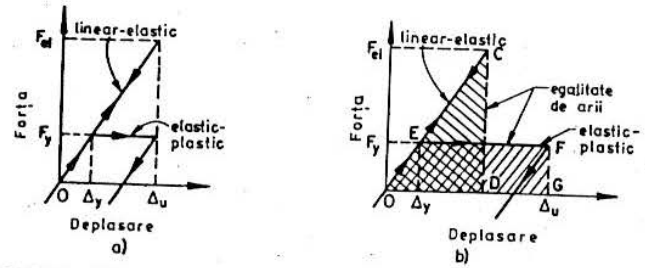


Fig. 2.25. Principii pentru reducerea forţei capabile necesare, respectiv a forţei seismice echivalente pentru oscilatoare elasto-plastice cu un grad de libertate:
a – principiul deplasării maxime egale; *b* – principiul lucrului mecanic egal.

Principiul lucrului mecanic egal. Acest principiu se bazează pe ipoteza că lucrul mecanic produs în ambele sisteme (elastic și elasto-plastic) prin deplasare este egal. Cu ajutorul ecuației (2.8) și a ecuației

$$E = \frac{1}{2} F_{el}\left(\Delta_y \frac{F_{el}}{F_y}\right) = F_y\left(\Delta_u - \frac{\Delta_y}{2}\right) \tag{2.10}$$

rezultă coeficientul de reducere

$$\alpha_\mu = \frac{F_y}{F_{el}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_\Delta - 1}} \tag{2.11}$$

În fig. 2.26 sunt reprezentate variațiile coeficienților de reducere în funcție de factorul ductilitate, conform ambelor principii. Diferența dintre cei doi coeficienți devine relativ mare o dată cu creșterea ductilității.

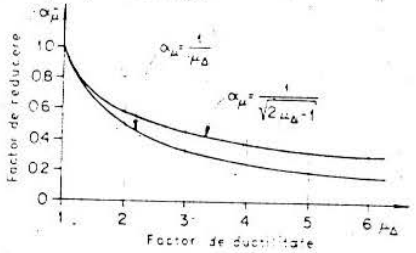


Fig. 2.26. Comparație între variațiile coeficienților de reducere conform celor două principii.

Calculele comparative au arătat că ecuația (2.11) oferă rezultate foarte bune în domeniul mediu de frecvențe, aproximativ între 2 și 10 Hz, în timp ce ecuația (2.9) este adecvată pentru frecvențele joase ($f < 0{,}7$ Hz). Pentru frecvențele mai înalte ($f > 33$ Hz) oscilatorul foarte rigid se comportă cvasi-elastic, iar α_μ ia valoarea 1,0. Aceste corelații sunt reprezentate în fig. 2.27, în care în domeniile intermediare s-a adoptat o interpolare lineară pe scară logaritmică.

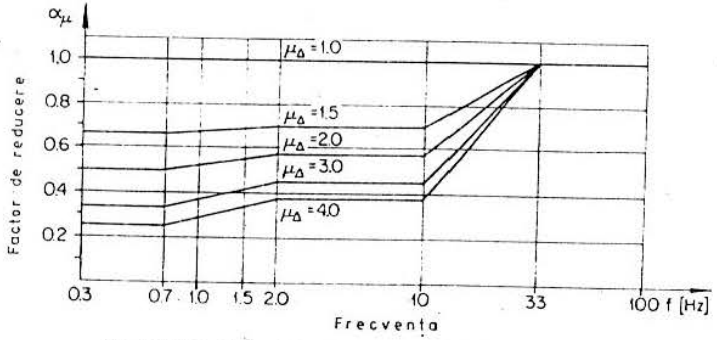


Fig. 2.27. Coeficienți de reducere pentru diferiți factori de ductilitate.

Procedeele aproximative de determinare a coeficientului de reducere a forței seismice elastice permit să analizăm influența ductilității alese (v. subcapitolul 2.2.7) asupra mărimii forțelor seismice echivalente, care trebuie adoptate, de exemplu, în studiile de anteproiect. Prima frecvență proprie a clădirii este aproximativ cunoscută în acest stadiu al proiectării și, acceptând o anumită valoare globală a factorului de ductilitate, poate fi evaluat coeficientul de reducere a forței seismice elastice și, prin aceasta, forțele seismice echivalente.

Trebuie să amintim, totuși, că aceste principii pentru stabilirea coeficientului de reducere se bazează pe comportarea unui oscilator cu un grad de libertate. Pentru sistemele cu mai multe grade de libertate, ele reprezintă numai aproximări.

c) Spectre de dimensionare

Există, bineînțeles, și posibilitatea reprezentării directe a spectrelor inelastice de dimensionare, stabilite pe baza procedeelor descrise anterior pentru calculul coeficientului de reducere. Fig. 2.28 prezintă un asemenea exemplu, în care familia de curbe corespunzătoare diferiților factori de ductilitate a fost dedusă din curba spectrală elastică ($\mu_\Delta = 1$).

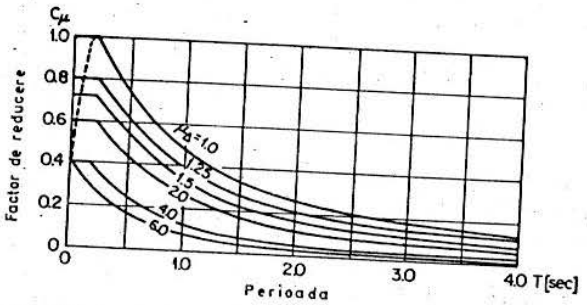


Fig. 2.28. Spectre inelastice normate pentru terenuri normale [P53].

Fig. 2.29 prezintă un alt exemplu în care spectrele inelastice de dimensionare s-au obținut prin multiplicarea spectrului elastic de dimensionare, conform [X12], cu coeficienții de reducere din fig. 2.27.

2.2.7. Alegerea factorului de ductilitate de dimensionare

Pentru stabilirea forței seismice echivalente trebuie ales un factor de ductilitate de dimensionare. Acesta are o influență mare asupra accelerației maxime de răspuns (v. fig. 2.29) și, prin aceasta, asupra mărimii forței seismice echivalente. Capacitatea de deformare plastică presupusă inițial trebuie, apoi, asigurată prin măsuri constructive corespunzătoare. Prin alegerea factorului de ductilitate de dimensionare inginerul poate opta între o forță seismică echivalentă mare, care implică o capacitate de deformare postelastică a structurii mai mică, și o forță echivalentă redusă, care necesită deformații postelastice mari.

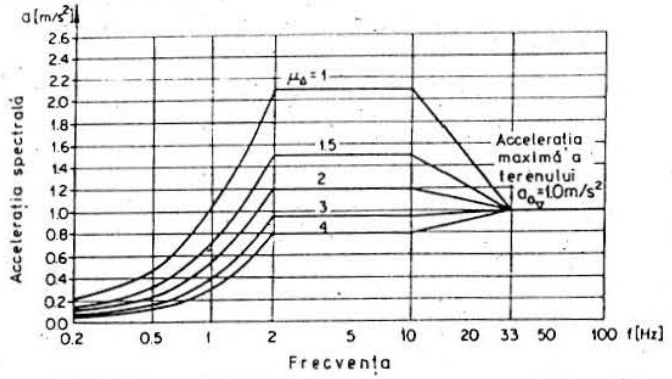


Fig. 2.29. Spectrele inelastice absolute de dimensionare pentru Elveţia (zona 2, cu soluri rigide; după [X12] şi fig. 2.27).

a) Condiţii generale

La alegerea ductilităţii de dimensionare se va ţine cont de următoarele aspecte.

Sistemul structural ductil. Sistemul structural trebuie să prezinte, din principiu, o comportare ductilă. Elementele structurale casante existente în structură vor fi protejate împotriva suprasolicitărilor ce ar putea să apară, în timpul cutremurelor de mare intensitate, prin metoda proiectării capacităţii de rezistenţă, descrisă în capitolul 1. Prin acestă metodă se asigură alegerea în mod conştient a unor zone ductile.

Ductilităţi admisibile. Mărimea deformaţiilor postelastice admisibile depinde, pentru fiecare situaţie de dimensionare (la cutremurul de iniţiere a avariilor, de funcţionare sau de securitate), de diferiţi factori. Cei mai importanţi dintre aceştia sunt legaţi de destinaţia clădirii şi de modul de realizare a elementelor nestructurale. La construcţiile lipsite de elemente nestructurale (de ex. garaje pentru parcare) se pot aplica coeficienţi mari de reducere a forţei elastice, corespunzând de exemplu unui factor de ductilitate $\mu_\Delta = 6$. Modul de fixare a elementelor nestructurale astfel încât să permită sau nu deplasări relativ importante, alcătuirea constructivă a zonelor plastice potenţiale precum şi comportarea elastică şi postelastică diferită a cadrelor şi pereţilor structurali, au o influenţă mare asupra alegerii factorilor de ductilitate.

Cele două tipuri de sisteme structurale din beton armat (sisteme în cadre şi sisteme cu pereţi structurali) diferă foarte puternic în ceea ce priveşte deformaţiile. În timp ce sistemele cu pereţi structurali prezintă deformaţii relativ mici de etaj, limitate de obicei la primele 1–2 niveluri, sistemele în cadre au deplasări mari, distribuite pe întreaga lor înălţime.

Cheltuieli suplimentare pentru realizarea ductilităţii. Cheltuielile suplimentare cerute de măsurile constructive pentru obţinerea ductilităţii propuse depind de extinderea acestor măsuri. Alegând o ductilitate mare se reduc procentele de armare ale elementelor structurale cum sunt grinzile, stâlpii şi pereţii structurali, dar aceasta implică, în special în cazul cadrelor, o alcătuire constructivă atentă a numeroase zone

(articulaţii plastice potenţiale) pentru a le asigura o capacitatea mare de rotire postelastică. De aici rezultă anumite cheltuieli suplimentare pentru armare. Ar putea fi deci avantajos să se accepte forţe echivalente mai mari atunci când ductilitatea "naturală" a structurii este redusă, în special în cazurile în care predomină forţele gravitaţionale.

Forţa capabilă efectivă. Din diferite motive, efortul capabil al elementelor structurale poate fi relativ mare în comparaţie cu efortul generat de forţele echivalente. În astfel de cazuri, se poate admite un factor global relativ redus, ceea ce conduce la forţe echivalente uşor de preluat. Prin acesta pot fi reduse măsurile constructive (v. capitolul 7).

b) Clase de ductilitate

Din motive practice este indicat să ne limităm la un număr redus de clase de ductilitate în cadrul fiecărui tip de construcţie. Aceasta permite o sistematizare în trepte logice a alcătuirii constructive şi, la execuţie, un anumit număr de elemente structurale devin identice din punct de vedere constructiv, uşurând reutilizarea cofrajelor şi prefabricarea în serie a armăturilor pentru grinzi.

În tabelul din fig. 2.30 sunt prezentate valori tipice ale factorilor de ductilitate de deplasare μ_Δ pentru trei clase diferite de ductilitate ale sistemelor structurale din beton armat. Valorile indicate se pot realiza cu mare siguranţă cu condiţia respectării regulilor de dimensionare şi alcătuire constructivă din capitolele 4–8. În special regulile pentru clasa "perfect ductil" au fost dezvoltate în Noua Zeelandă pe baza unor cercetări experimentale extinse. Regulile sunt expuse în ideea ca deformaţiile maxime dezvoltate în elementele structurale să asigure realizarea factorului de ductilitate de deplasare ales pentru sistem. Aceste reguli asigură o comportare satisfăcătoare a elementelor structurale chiar şi la deplasări inelastice de peste 50 % în raport cu valorile de dimensionare indicate în fig. 2.30. Se obţine astfel un control al capacităţii de deformare postelastice pentru fiecare element structural.

Clasa de ductilitate	Cadre	Pereţi structurali (h/l>3)
Puţin ductil ("elastic")	1,0 - 1,5	1,0 - 1,3
Cu ductilitate limitată	3,5	3
Ductil	6	5

Fig. 2.30. Clase de ductilitate şi factorii de ductilitate corespunzători în deplasări μ_Δ pentru sisteme structurale din beton armat.

Dezvoltarea repetată a unor deformaţii inelastice mari nu este posibilă fără o anumită reducere a efortului capabil. Reducerea efortului capabil nu trebuie să depăşească 20 % din efortul capabil iniţial la atingerea repetată în ambele direcţii a deformaţiilor postelastice corespunzătoare factorului de ductilitate de dimensionare. Pentru anumite elemente izolate poate fi acceptată o reducere ceva mai mare. Din această cauză, la încercarea standard a unui cadru, grinzile şi stâlpii au prezentat o reducere de până la 30 % a efortului capabil după patru cicluri complete de solicitare la valoarea factorului de ductilitate de dimensionare.

Ductilitatea reprezintă o măsură concludentă a capacității unui sistem structural de a disipa energie. Rezultă de aici faptul că siguranța unei structuri este mai mare atunci când disiparea de energie se face printr-un număr mare de articulații plastice și nu numai în zone izolate, cum se întâmplă în cazul pereților structurali. Din această cauză, sistemelor structurale cu grad înalt de nedeterminare statică li se atribuie de obicei o ductilitate mai mare. Acest efect este pus în evidență și în subcapitolul 5.3.2 prin comparația făcută între doi pereți cuplați, având un număr mare de articulații plastice și doi pereți necuplați. În încercarea standard sunt impuse, din aceste considerente, condiții mai severe pentru comportarea pereților structurali. Scăderea efortului capabil după patru cicluri inelastice complete la factorul de ductilitate de dimensionare nu va depăși 20 %.

c) Evaluarea intensității cutremurului de inițiere a avariilor

În vederea precizării modului de alegere a ductilității corespunzătoare cutremurului de dimensionare (cutremurul de securitate) apare oportun să adăugăm unele considerații referitoare la intensitatea cutremurului de inițiere a avariilor și a raportului acestuia cu intensitatea cutremurului de securitate.

Fig. 2.31 prezintă relația forță–deplasare (de exemplu forța tăietoare de nivel–deplasare relativă de nivel) pentru trei sisteme structurale, și anume pentru un sistem structural elastic A cu ductilitatea $\mu_{\Delta,A} = 1$ și pentru sistemele structurale elasto-plastice B și C, cu ductilitățile $\mu_{\Delta,B} = 2$ și $\mu_{\Delta,C} = 4$. Aceste trei sisteme au fost dimensionate și alcătuite pentru același cutremur de dimensionare, cu aceeași accelerație maximă a terenului a_o. În cazurile B și C s-au redus forțele seismice prin coeficienți deduși din aplicarea principiul lucrului mecanic egal (v. subcapitolul 2.2.6, b). Forțele orizontale capabile au fost notate cu $F_{y,A}$, $F_{y,B}$ și $F_{y,C}$. Cu scăderea forței capabile se micșorează și rigiditatea, adică pantele dreptelor corespunzătoare domeniului elastic de comportare.

Dacă cele trei sisteme structurale ar fi trebuit să se comporte elastic la cutremurul de dimensionare, ele ar fi trebuit să asigure cel puțin "forța capabilă elastică":

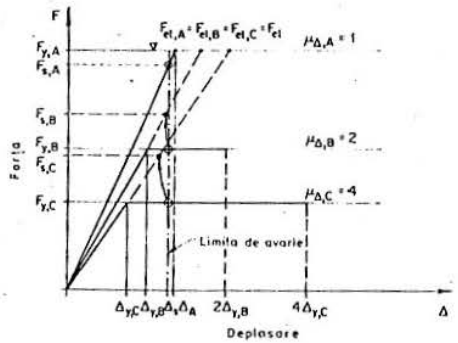


Fig 2.31. Evaluarea cutremurului de inițiere a avariilor funcție de efortul capabil și limita de avariere.

$$F_{el,i} = F_{y,i}\sqrt{2\mu_{\Delta,i} - 1} \tag{2.12}$$

Prin ipoteza admisă mai sus $F_{el,i} = F_{el} = F_{y,A}$.

Pe baza proprietăților de deformare a elementelor nestructurale (deplasarea maximă admisibilă în aceste elemente) poate fi stabilită deplasarea corespunzătoare cutremurului de inițiere a avariilor (deplasarea de inițiere a avariilor), care este reprezentată prin Δ_s în fig. 2.31. Din această figură se observă că importanța deplasării inelastice la sistemul structural C, cu o ductilitate mai mare, este mai mare decât la sistemul structural B, în timp ce la sistemul structural A deplasarea inelastică lipsește.

Conform subcapitolului 2.2.6 în diagrama forță-deplasare forța orizontală capabilă corespunde forței seismice echivalente, prin urmare constatările făcute sunt valabile, în principiu, pentru ambele mărimi. În acest sens în locul "forței capabile elastice" poate fi considerată "forța elastică echivalentă".

Pe baza acestor observații se poate defini forța elastică echivalentă $F_{s,i}$ corespunzătoare cutremurului de inițiere a avariilor, respectiv lui Δ_s pentru un sistem structural dimensionat pentru $\mu_\Delta > 1$ cu deplasarea plastică $\Delta_{y,i}$. Din nou, conform principiului lucrului mecanic egal, ca este de:

$$F_{s,i} = F_{y,i}\sqrt{2\frac{\Delta_s}{\Delta_{y,i}} - 1} \tag{2.13}$$

Această expresie este valabilă pentru cazul $\Delta_s > \Delta_{y,i}$, prin urmare atunci când sistemul structural se deformează inelastic și pentru cutremurul de inițiere a avariilor (sistemele structurale C și B). Pentru $\Delta_s \le \Delta_{y,i}$, mărimea $F_{s,i}$ este forța echivalentă în domeniul elastic din diagrama forță-deplasare (sistemul structural A) corespunzând lui Δ_s. $F_{s,i}$ corespunde în ambele cazuri intensității cutremurului, care produce Δ_s, deci intensității cutremurului de inițiere a avariilor. În fig. 2.31 mărimile $F_{s,i}$ sunt reprezentate prin cercuțe pline.

Raportul între accelerața maximă a terenului $a_{o,s,i}$ corespunzătoare cutremurului de inițiere a avariilor și cea a cutremurului de dimensionare a_o poate fi exprimat ca raport al forțelor echivalente aferente, de unde rezultă:

$$a_{o,s,i} = a_o \frac{F_{s,i}}{F_{el}} \tag{2.14}$$

Având accelerația maximă a terenului pentru cutremurul de inițiere a avariilor, se poate aprecia perioada de revenire a acestuia. Dacă această perioadă este prea scurtă, sistemul structural va fi dimensionat astfel încât să aibă o rigiditate mai mare, respectiv cu o forță capabilă mai mare. În acest scop, atunci când este posibil se vor utiliza pereți structurali în locul cadrelor. Putând dezvolta eforturi capabile mai mari, aceste sisteme structurale conduc la ductilități necesare mai mici pentru cutremurul de dimensionare. Prin urmare $F_{s,i}$ se mărește precum și accelerația maximă a terenului pentru cutremurul de inițiere a avariilor și perioada de revenire a acestuia.

Aceste corelații sunt ilustrate de următorul exemplu simplu. Un sistem D, cu pereți structurali, trebuie dimensionat pentru un cutremur de securitate cu perioada de revenire de 250 de ani și o ductilitate de deplasare $\mu_\Delta = 4{,}0$. Deplasarea de inițiere a avariilor pentru elementele nestructurale prevăzute este în jur de $\Delta_s = 1{,}5\Delta_{y,D}$. Conform ecuațiilor (2.13) și (2.12) obținem:

$$F_{s,D} = F_{y,D}\sqrt{2 \cdot 1{,}5 - 1} = F_{y,D}\sqrt{2} \quad \text{și} \quad F_{el,D} = F_{y,D}\sqrt{2 \cdot 4{,}0 - 1} = F_{y,D}\sqrt{7}$$

De aici, conform ecuației (2.14) rezultă: $a_{o,s,D} = a_o\sqrt{2/7} = 0{,}53a_o$.

Cutremurului de inițiere a avariilor îi corespunde deci, teoretic (din calcul), o accelerație maximă a terenului echivalentă cu 53 % din cea a cutremurului de dimensionare.

Perioada de revenire corespunzătoare poate fi evaluată cu ajutorul fig. 2.19. Pornind de la $R = 1{,}4$ la 250 de ani, obținem pentru $R = 0{,}53 \cdot 1{,}4 = 0{,}74$, deci o perioadă de revenire de aproximativ 100 de ani. Această valoare este, pentru construcțiile înalte, ceva mai mare decât cea uzuală (v. fig. 2.20). Dacă s-ar dori o soluție mai economică, acest sistem ar putea fi dimensionat acceptând un factor de ductilitate mai mare. În orice caz, valorile limită prezentate în fig. 2.30 trebuie respectate. În cazul de față s-ar putea calcula cu $\mu_\Delta = 5$, perioada calculată de revenire pentru cutremurul de inițiere a avariilor reducându-se cam la 70 de ani ($R = 0{,}47 \cdot 1{,}4 = 0{,}66$).

Considerații analoge cu cele din cazul stabilirii lui Δ_s pentru cutremurul de inițiere a avariilor pot conduce la stabilirea unei deplasări Δ_b ceva mai mari pentru cutremurul de funcționare, pentru care capacitatea de exploatare este menținută la limită. În ecuațiile (2.13) și (2.14) se vor înlocui în acest caz Δ_s cu Δ_b, $F_{s,i}$ cu $F_{b,i}$ și $a_{o,s,i}$ cu $a_{o,b,i}$.

d) Deplasări de nivel și limitarea avariilor

Procedeul pentru limitarea avariilor descris mai sus oferă rezultate relativ sigure, numai atunci când deformațiile Δ_y la începutul curgerii (v. fig. 2.23 și 2.31) pot fi prezise relativ exact. Structura trebuie să prezinte deci și o rigiditate corespunzătoare, care poate fi calculată în funcție de acțiunile orizontale.

Pentru structurile foarte flexibile în cadre, cu ductilitate ridicată, amplasate în zone seismice de mare intensitate, se recomandă să se limiteze deplasarea relativă de nivel generată de forțele seismice echivalente, la $h/300$ (h = înălțimea etajului) [X1]. Rigiditățile secționale folosite pentru determinarea deplasărilor trebuie să fie aceleași ca și cele folosite la stabilirea perioadei fundamentale de oscilație T_1 a structurii. O ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta = 3$ corespunde, în cazul cadrelor obișnuite, unei deplasări aproximativ egale cu deplasarea totală de $h/100$, adică 1 % din înălțimea etajului. Anumite norme [X1] limitează deplasarea maximă la 2 % din înălțimea etajului, ceea ce corespunde cu aproximație unui $\mu_\Delta = 6$. În cazul valorilor care le depășesc pe cele menționate anterior, capacitatea de rezistență la acțiuni seismice poate fi diminuată puternic prin așa numitul efect P – Δ (v. subcapitolul 4.6).

Un cadru cu forțele gravitaționale P_g și deplasarea totală de nivel $\Delta_u = \mu_\Delta\Delta_y$ prezintă o scădere a efortului capabil, disponibil pentru preluarea acțiunii seismice, respectiv pentru disiparea de energie, în jur de $P_g\Delta_u / h$ (fig.2.32). Limitarea menționată trebuie să mențină această diminuare în limite acceptabile. Chiar la forțe seismice echivalente pentru structuri amplasate în regiuni cu seismicitate redusă, deplasarea relativă de nivel trebuie limitată. În caz contrar, reducerea efortului capabil, disponibil pentru acțiunea seismică, în jur de $P_g\mu_\Delta\Delta_y / h$ poate deveni prea mare în comparație cu efortul capabil existent în acest caz. În principiu, există două posibilități sau combinații ale acestora:

1. Reducerea deplasării la începutul curgerii Δ_y (mărirea rigidității);
2. Alegerea unei ductilități mai mici de deplasare μ_Δ pentru stabilirea forțelor echivalente (mărirea efortului capabil).

Aceste considerații conduc la constatarea potrivit căreia două structuri identice în cadre, calculate pentru aceeași ductilitate de deplasare μ_Δ, dar cu accelerații maxime ale terenului diferite, ar trebui să prezinte aceeași rigiditate, deoarece, în caz contrar, micșorarea efortului capabil ca urmare a momentelor $P - \Delta$ conform subcapitolul 4.6 devine prea mare.

Fig. 2.32 prezintă influența acestui efect. Se iau în considerație două sisteme structurale analoge, din care al doilea prezintă un efort capabil egal cu 60 % din al primului. În cazul unei rigidități mai mici a celui de al doilea sistem structural în comparație cu primul (fig. 2.31, *a*), reducerea forței capabile ca urmare a efortului $P - \Delta$ devine foarte mare (în exemplu cu $\mu_\Delta = 3$ și P_g=constant: 30 %), în timp ce la aceeași rigiditate (fig. 2.32) această reducere reprezintă numai două treimi din precedenta (18 %).

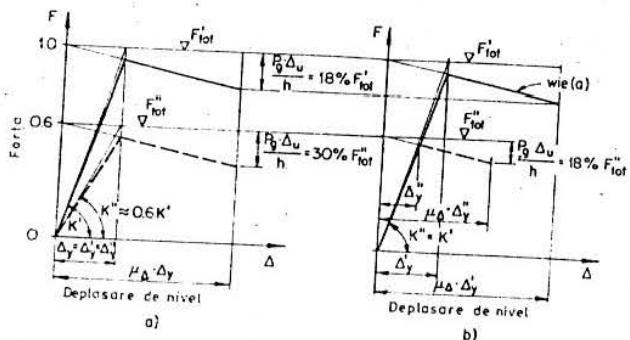


Fig 2.32. Micșorarea efortului capabil disponibil pentru acțiunea seismică prin efectul $P - \Delta$ la rigidități diferite ale sistemului structural.

Datorită armării insuficiente și alcătuirii defectuoase ale nodurilor cadrelor, deformațiile de forfecare și de alunecare din zona acestora pot genera măriri considerabile ale deplasării laterale totale Δ_u. Astfel, încercări efecuate recent în Statele

Unite ale Americii [L3] au arătat că, în cazul cadrelor armate conform normelor ACI, apar, la o ductilitate de deplasare de μ_Δ, deplasări relative de nivel de ordinul de mărime între 2 și 3 %. De aici rezultă $\Delta_y \approx h/70 >> h/300$, ceea ce poate conduce la o diminuare excesivă a efortului capabil disponibil pentru preluarea acțiunilor seismice.

Rigiditatea sistemului structural este de mare importanță la alegerea ductilității de calcul μ_Δ atunci când trebuie luată în considerație limita de inițiere a avariilor, exprimată prin valorile absolute ale deplasărilor. Dacă marea majoritate a forțelor orizontale este preluată de către pereți structurali, care prezintă valori mici ale Δ_y, la aceeași limită de inițiere a avariilor se poate utiliza o ductilitate de deplasare mai mare decât în cazul cadrelor.

Dacă forțele seismice echivalente s-au stabilit cu ajutorul unor valori alese ale ductilității μ_Δ și sistemul structural a fost proiectat în mod corespunzător, deplasarea maximă poate fi apreciată la $\Delta_{max} = \Delta_u = \mu_\Delta \Delta_y$. Această valoare poate fi utilizată pentru aprecierea comportării sistemului structural din punct de vedere al modului de dezvoltare a degradărilor și avariilor.

Dacă elementele care nu sunt de rezistență conlucrând cu sistemul structural trebuie protejate împotriva avariilor, deplasarea relativă de nivel trebuie limitată la aproximativ $h/500$, valoare aproape imposibil de obținut în cazul structurilor în cadre. În cazul acestor sisteme, dezideratul propus poate fi atins mai ușor prin separarea elementelor nestructurale de sistemul structural decât prin mărirea rigidității structurii. În această situație deplasările de mai sus vor fi utilizate pentru stabilirea rosturilor necesare pentru separarea elementelor nestructurale de structură. La calculul lățimii rosturilor de separare vor fi luate în considerație următoarele aspecte:

1. Piesele de ancorare și fixare ale elementelor de fațadă necesită o atenție deosebită, deoarece cedarea acestora poate periclita vieți omenești. Prăbușirea elementelor de vitrare, a ferestrelor, a elementelor de beton, a pereților de umplutură etc. prevăzute eventual cu elemente casante de ancorare, constituie un pericol major, în cazul unui cutremur și a operațiior ulterioare de salvare, în special în eventualitatea unor replici ale cutremurului (v. fig. 2.33).
2. În cazul în care este necesară limitarea avarierii pereților de compartimentare, aceștia vor fi de asemenea despărțiți de structura de rezistență, chiar dacă prăbușirea lor nu periclitează vieți omenești. În general pot fi acceptate rosturi de mișcare cu o lățime în jur de 25 % din deplasarea maximă așteptată $\Delta_u = \mu_\Delta \Delta_y$.
3. Elementele nestructurale care pot afecta elemente de rezistență, precum stâlpii, sau pot perturba considerabil comportarea sistemului structural (v. fig. 1.14) vor fi, în mod obligatoriu, separate. Rampele de scară, pereții de parapet, pereții de compartimentare din cărămidă, nu trebuie să conducă în nici un caz la stânjenirea sistemului structural și la ciocnirea acestuia sub deplasarea maximă Δ_u. La elementele de fațadă, lățimea rostului de aproximativ 60 % din Δ_u ar trebui, în general, să fie suficientă.

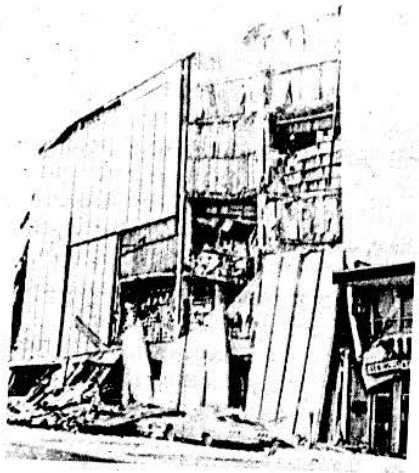


Fig. 2.33. Elemente de fațadă din beton prăbușite (Clădirea "Penny", Alaska, 1964 [A14]).

4. Pentru prevenirea ciocnirii clădirilor învecinate *A* și *B*, între ele va fi prevăzut un rost, calculat după regulile următoare:

$$\Delta \geq 1{,}2\left(\Delta_{u,A} + \Delta_{u,B}\right) \tag{2.15}$$

$$\Delta \geq 0{,}004H \tag{2.16}$$

$$\Delta \geq 25 \text{ mm} \tag{2.17}$$

unde Δ este lățimea rostului;

$\Delta_{u,A}, \Delta_{u,B}$ – deplasarea maximă orizontală a clădirilor *A* și, respectiv, *B* pe înălțimea *H* (ținând cont de deformările corespunzătoare ale terenului de fundație);

H – înălțimea clădirii mai joase.

Lățimea rostului va fi asigurată pe toate direcțiile. Rostul de mișcare nu trebuie prevăzut, exceptând unele cazuri speciale, și în fundație.

2.2.8. Forța seismică echivalentă

Forța seismică echivalentă este forța statică totală, care acționează orizontal la baza unei clădiri, ca urmare a excitației seismice:

$$F_{tot} = aM_{tot} \tag{2.18}$$

unde: F_{tot} este forța seismică orizontală echivalentă;

a – accelerația spectrală;

M_{tot} – masa corespunzând încărcărilor de durată ale întregii clădiri, deasupra fundației și încărcărilor utile probabile.

Procedeul de calcul al accelerației spectrale va fi descris în cele ce urmează.

a) Determinarea perioadei fundamentale de oscilație

Pe baza ductilității de calcul stabilite conform capitolului anterior, din spectrul de calcul inelastic corespunzător poate fi calculată accelerația spectrală. În acest scop, trebuie stabilită mai întâi perioada fundamentală de oscilație. Influențele formelor superioare de oscilație vor fi luate în considerație indirect la proiectare.

Perioada fundamentală de oscilație, respectiv frecvența fundamentală poate fi stabilită prin diferite metode, care se deosebesc considerabil între ele în ceea ce privește volumul de calcul și precizia acestuia:

1. Evaluarea grosieră pe baza numărului de etaje sau a dimensiunilor clădirii.
2. Metoda Rayleigh pentru sistemul structural dat.
3. Calculul manual pe baza unui model echivalent (consolă echivalentă), luând eventual în considerație deformabilitatea terenului de fundare.
4. Determinarea cu ajutorul unui program de calcul pe baza modelării complete și a discretizării sistemului structural.

Alegerea metodei depinde în special de următoarele aspecte:

Faza de proiectare. Pentru o primă orientare este de obicei suficientă o evaluare grosieră (1). În faza de anteproiect și în cea de proiect de execuție se utilizează în special metodele (2), (3) și (4).

Distribuția spectrului de calcul în domeniul perioadei fundamentale de oscilație. În domeniul mijlociu de frecvențe de aproximativ 2 – 10 Hz (v. fig.2.29), accelerația spectrală rămâne constantă la modificarea perioadei fundamentale de oscilație. Din această cauză, în acest domeniu nu este necesară o precizie foarte mare. Pentru domeniile cu variație mare (frecvențe sub 2 Hz) este necesară o determinare mai precisă.

Nesiguranța modelării. În cazul unor date nesigure, de exemplu în ceea ce privește deformabilitatea terenului de fundare, trebuie efectuate calcule ale valorilor limită, folosind de exemplu metoda de calcul (3), care nu presupun un volum excesiv de muncă.

În cele ce urmează se fac unele recomandări referitoare la diferitele metode de calcul:

1. Pentru evaluarea grosieră

Formule de aproximare cu luarea în considerație a influenței terenului [X12]:

– clădiri la care forțele seismice sunt preluate prin cadre:

$$f_1 = C_s \frac{12}{n} \text{ [Hz]} \qquad (2.19)$$

– clădiri la care forțele seismice sunt preluate prin pereți structurali, inclusiv nuclee, grinzi cu zăbrele etc.

$$f_1 = 13 C_s \frac{\sqrt{l}}{H} \text{ [Hz]} \qquad (2.20)$$

unde: f_1 este frecvența fundamentală (perioada fundamentală de oscilație $T_1=1/f_1$);

n – dimensiunea clădirii în direcția de oscilație, în m;

H – înălțimea clădirii deasupra fundației, în m;

C_s – coeficientul terenului de fundare; pentru terenuri rigide C_s=0,9 – 1,1; pentru terenuri cu rigiditate medie C_s= 0,7 – 0,9

Alte formule de aproximare de tip empiric sau semiempiric pot fi găsite în manuale și norme.

2. Metoda Rayleigh

Perioada proprie de oscilație poate fi calculată prin metoda Rayleigh, după cum urmează [X8]:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n} W_j d_j^2}{g \sum_{j=1}^{n} F_j d_j}} \qquad (2.21)$$

unde: $W_j = m_j g$ este forța gravitațională corespunzătoare masei m_j la nivelul h_j;

d_j – deplasarea orizontală la nivelul h_j dată de forța seismică echivalentă F_j;

F_j – forța seismică echivalentă la nivelul h_j (v. fig. 2.35);

g – accelerația gravitațională (9,81 m/s²).

Acest procedeu general poate fi simplificat pentru sistemele regulate [X8] astfel:

$$T_1 = 0{,}063\sqrt{\Delta_n} \ [s] \qquad (2.22)$$

unde: Δ_n este deplasarea orizontală la vârful structurii sub încărcările orizontale, în mm;

$$F_j^W = W_j\left(h_j / H\right)$$

aplicate la toate nivelurile, la înălțimile h_j, iar $H = h_n$ (v. fig. 2.35).

Deplasarea Δ_n poate fi determinată cu orice program de calcul static. Calcule comparative arată, pentru sistemele regulate, o foarte bună corespondență a valorilor determinate cu ajutorul relației aproximative (2.22) cu cele stabilite prin programe de calcul dinamic. Pentru construcțiile cu neregularități pronunțate, perioada de vibrație proprie determinată cu această formulă este ușor subevaluată.

3) Consolă echivalentă încastrată în teren elastic

Bazată pe metoda Rayleigh, următoarea formulă [M16], care ține cont de deformabilitatea structurii și a terenului de fundare, poate fi utilizată:

$$T_1 \approx 1{,}5 \sqrt{\left(\frac{H}{3EI} + \frac{1}{C_k I_F}\right) \sum_{j=1}^{n} W_j h_j^2} \qquad (2.23)$$

unde: T_1 este perioada fundamentală de vibrație;

H – înălțimea totală a construcției, deasupra planului de încastrare;

EI – rigiditatea secțională a unei console, echivalente în kNm^2, (poate fi stabilită prin aplicarea unei forțe unice în punctul cel mai înalt al structurii și compararea deplasării cu cea a unei bare simple în consolă. Pe această cale se pot lua în considerație și deformațiile de forfecare);

C_k – coeficientul de pat (de rotire): $C_k = 4E_{s,dyn} / \sqrt{A}$;

$E_{s,dyn}$ – modulul de rigiditate dinamică al terenului de fundare (valori orientative v. [M16]; între 50 000 kN/m^2 pentru argilă compactă și 400 000 kN/m^2 pentru pietriș);

A – suprafața bazei de fundare, în m^2;

I_F – momentul de inerție al bazei fundației în jurul axei de răsturnare, în m^4;

W_j – forța gravitațională corespunzătoare masei m_j la nivelul h_j;

h_j – cota masei etajului j măsurată de la baza fundației (nivelul de încastrare), în m.

Această formulă, care ia în considerație rotirea fundației, este aplicabilă, în primul rând, pentru construcțiile înalte cu o alcătuire rigidă și compactă a fundației. În cazul în care rotirea fundației este neglijată în calculele preliminare, în ecuația (2.23) expresia $1/(C_k I_F)$ va fi considerată egală cu zero.

Pentru n înălțimi constante de etaj $h=H/n$ și mase de etaj $m_j=M/n$ rezultă suma:

$$\sum_{j=1}^{n} m_j h_j^2 = m_j h^2 \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} \qquad (2.24)$$

În literatură pot fi găsite și alte metode similare de stabilire a perioadei fundamentale de oscilație.

4. Modelul discretizat de structură

La clădirile înalte cu mai multe deschideri și un anumit număr de etaje se folosesc frecvent programe de calcul pentru calculul static al eforturilor secționale elastice și al deplasărilor. Dacă dispunem de un model discretizat al sistemului structural, cele mai multe programe de calcul permit și determinarea formelor proprii și a frecvențelor proprii, fără a fi necesar un volum prea mare de muncă.

În aceste condiții se pune problema dacă și în ce măsură trebuie luată în considerație participarea elementelor nestructurale la rigiditatea globală a sistemului. Dacă în timpul unui cutremur aceste elemente conlucrează cu sistemul structural, cel puțin în faza inițială, aceasta poate genera o forță seismică echivalentă simțitor mai mare datorită rigidității mai mari, fapt care rezultă din alura generală a spectrelor de calcul, care arată valori mari ale accelerației spectrale în domeniul frecvențelor între 1 și 3 Hz. [Afirmația este valabilă pentru spectrele corespunzătoare unor cutremure de tipul celor californiene ("zgomot alb"). Accelerograma înregistrată la București la 4.03.1977 a condus la spectre de accelerație cu valori maxime în domeniul T de aproximativ 1,4s [frecvențele proprii în jur de 0,7 Hz (n.t.)].

Acest efect este de obicei neglijat din motive întemeiate. Dacă cutremurul este de intensitate mult mai mică decât cutremurul de securitate, elementele nestructurale nu absorb și nu disipă energie, iar solicitarea sistemului structural este mai mică decât cea care ar corespunde frecvenței proprii mărite (valori spectrale mai mari). Dacă cutremurul este aproximativ egal cu cel de securitate, efectul acțiunii elementelor nestructurale scade rapid (datorită apariției fisurilor sau avariilor). Frecvența fundamentală a clădirii se reduce la cea a sistemului structural și forțele seismice corespund aproximativ forței echivalente corespunzătoare proprietăților dinamice ale acestuia. Prin urmare, rigiditatea elementelor nestructurale poate fi în general neglijată la determinarea rigidității globale a structurii, a frecvenței proprii a acesteia și a forței seismice echivalente. În cazul în care trebuie îndeplinite anumite cerințe speciale privind cutremurul de inițiere a avariilor, din rațiuni economice se va prefera separarea elementelor nestructurale în locul măririi efortului capabil sau a rigidității sistemului structural.

b) Influența deformării terenului de fundare

Dacă se așteaptă deformații semnificative ale terenului de fundare se va proceda cu prudență la interpretarea ductilității de deplasare și la stabilirea forței seismice echivalente. Pentru lămurirea acestui aspect sunt necesare următoarele definiții (fig. 2.34):

- Cu $\Delta_{y,t}$ se notează deplasarea totală la începerea plastificării ca urmare a deformărilor terenului de fundare și ale clădirii.
- Deplasarea Δ_f, la vârful consolei echivalente este definită ca fiind deplasarea $\Delta_f = H\theta_f$, provocată de rotirea fundației θ_f, ca urmare a forțelor echivalente. Deoarece în general nu se admit deformații inelastice ale terenului de fundare, Δ_f rămâne constant și nu depinde de ductilitatea sistemului.
- Deplasarea la inițierea curgerii din deformarea elastică a structurii se va nota, ca și până acum, cu Δ_y.

După cum se vede din fig. 2.34, deplasarea la începutul plastificării se compune din două părți:

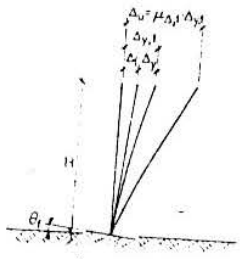


Fig. 2.34. Influența deformațiilor terenului de fundare asupra deplasărilor la vârful consolei echivalente.

$$\Delta_{y,t} = \Delta_f + \Delta_y \tag{2.25}$$

Cu ajutorul perioadei fundamentale de oscilație, a accelerației maxime a terenului și a valorii $\mu_{\Delta,t}$ alese, se stabilește accelerația spectrală, respectiv forța echivalentă F_{tot}. Pentru dimensionarea sistemului structural este hotărâtoare numai deplasarea care produce deformarea sa nu și cea corespunzătoare rotației de corp rigid ca urmare a deformației elastice a terenului. Cerința de ductilitate (sau ductilitatea necesară) a sistemului structural poate fi calculată cu relația:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u - \Delta_f}{\Delta_y} = \frac{\mu_{\Delta,t}\Delta_{y,t} - \Delta_f}{\Delta_y} \tag{2.26}$$

Din ecuația (2.25) rezultă

$$\mu_\Delta = \left(\mu_{\Delta,t} - 1\right)\frac{\Delta_f}{\Delta_y} + \mu_{\Delta,t} > \mu_{\Delta,t} \tag{2.27}$$

Cerința de ductilitate μ_Δ a sistemului structural este, în cazul considerării deformației terenului de fundare, totdeauna mai mare decât ductilitatea totală $\mu_{\Delta,t}$ (ductilitatea corespunzătoare deformației totale). Această relație este explicitată de următoarele exemple numerice:

- Dacă avem $\Delta_f = 0{,}5\Delta_y$ și $\mu_{\Delta,t} = 3$, atunci rezultă $\mu_\Delta = (3-1)\cdot 0{,}5 + 3 = 4$, adică o valoare cu aproximativ 33 % mai mare pentru $\mu_{\Delta,t}$.
- La o ductilitate totală mai mare de $\mu_{\Delta,t} = 5$, ductilitatea sistemului structural va fi μ_Δ, adică cu 40 % mai mare decât $\mu_{\Delta,t}$.
- La nuclee din pereți structurali cu fundații pe radier este posibil ca $\Delta_f = 2\Delta_y$, și cu $\mu_{\Delta,t} = 3$, $\mu_\Delta = 7$, ceea ce corespunde unei creșteri de 133 %.

Aceste considerații vor fi avute în vedere la anteproiect. Ductilitatea totală $\mu_{\Delta,t}$ poate fi stabilită atunci din ductilitatea necesară, respectiv admisibilă a sistemului structural μ_Δ și din relația Δ_f / Δ_y:

$$\mu_{\Delta,t} = \frac{\mu_\Delta + \Delta_f / \Delta_y}{1 + \Delta_f / \Delta_y} \tag{2.28}$$

Cu ecuația (2.28) poate fi calculată, pornind de la ductilitatea admisibilă a sistemului structural, ductilitatea totală corespunzătoare pentru unele exemple tipice:

1. În cazul în care $\Delta_f / \Delta_y = 0{,}5$ și $\mu_\Delta = 4$, $\mu_{\Delta,t}$ va fi < 3;
2. În cazul în care $\Delta_f / \Delta_y = 0{,}5$ și $\mu_\Delta = 3$, $\mu_{\Delta,t}$ va fi $< 2{,}33$;
3. În cazul în care $\Delta_f / \Delta_y = 2$ și $\mu_\Delta = 3$ (de exemplu pereți structurali), $\mu_{\Delta,t} = 1{,}67$.

La determinarea forței seismice echivalente există astfel două posibilități. Dacă deformația Δ_f este neglijabilă, atunci $\mu_{\Delta,t} = \mu_\Delta$ și accelerația spectrală, respectiv forța echivalentă F_{tot} poate fi calculată ușor din perioada fundamentală de oscilație T_1. Dacă, dimpotrivă, deformația Δ_f este mare, atunci va fi stabilită întâi valoarea $\mu_{\Delta,t}$, pornind de la valoarea admisibilă pentru μ_Δ. Cu $\mu_{\Delta,t}$ putem calcula acum forța echivalentă F'_{tot}. Deoarece, în acest caz, datorită deformărilor terenului de fundare, perioada fundamentală de oscilație $T'_1 > T_1$, dar ductilitatea $\mu_{\Delta,t} < \mu_\Delta$. În funcție de alura spectrului în domeniul T_1, respectiv T'_1, forța echivalentă F'_{tot} poate fi mai mare sau mai mică decât F_{tot}. La pereții structurali deformarea se produce astfel încât atunci când ținem cont de Δ_f, forța echivalentă F'_{tot} este de obicei mai mare decât F_{tot}, cu toate că $T'_1 > T_1$.

c) Stabilirea mărimii forței seismice echivalente

Cu ajutorul perioadei fundamentale de oscilație T_1 (respectiv a frecvenței fundamentale f_1) și a ductilității alese poate fi calculată accelerația spectrală. În acest sens există câteva posibilități:

1. Valoarea spectrală a spectrului de calcul corespunzătoare lui T_1 se va înmulți cu coeficientul de reducere α_μ aparținând lui T_1 și μ_Δ dintr-o funcție empirică sau matematică de reducere.
   De exemplu, pentru clădirea înaltă cu $T_1 = 1$s ($f_1 = 1$ Hz) din fig. 2.29 se poate citi în fig. 2.27 din spectrul elastic de calcul ($\mu_\Delta = 1{,}0$) pentru zona 2 și terenuri cu rigiditate medie o valoare $a_{el} = 1{,}05$ m/s^2. Pentru $\mu_\Delta = 2$, din fig. 2.27 poate fi dedus un coeficient de reducere $\alpha_\mu = 0{,}523$. Accelerația spectrală căutată este deci $a = a_e / \alpha_\mu = 1{,}05 \cdot 0{,}523 = 0{,}55$ m/s^2.

2. Valoarea spectrală corespunzătoare lui T_1 și μ se deduce direct dintr-un spectru inelastic de calcul.
   Valoarea din exemplul anterior poate fi citită direct din fig. 2.27 la $f = 1$ Hz și $\mu_\Delta = 2$.

3. Valoarea spectrală pentru T_1 și μ_Δ a unui spectru inelastic de calcul normat (de ex. fig. 2.28) se înmulțește cu valoarea maximă (de platou) a spectrului elastic de calcul.
   Dacă accelerația spectrală a fost calculată, din ecuația (2.18) poate fi dedusă mărimea generală a forței echivalente orizontale totale.

d) Distribuția forței seismice echivalente pe înălțimea construcției

Forța seismică echivalentă totală trebuie acum distribuită pe înălțimea construcției. Distribuția ar trebui să corespundă, în mare, accelerațiilor de nivel și

deformației de încovoiere a unei console echivalente. Pentru o construcție încastrată rigid în terenul de fundare, cu mase și rigidități constante pe înălțime, deformata de încovoiere corespunde perioadei fundamentale de oscilație – de exemplu, pentru un sistem structural cu pereți – și are forma aproximativă a unei parabole. Dacă în secțiunea de încastrare apar rotații elastice, rezultă o combinație între o deformată parabolică și una liniară (triunghiulară). Dacă deformația generală predominantă este de tip "forfecare" datorată forțelor tăietoare de etaj (cum este cazul structurilor în cadre) la rigidități proporționale cu forțele tăietoare rezultă o linie deformată aproximativ triunghiulară.

În majoritatea normelor se pornește de la o linie deformată predominant trunghiulară. Pentru a se ține totuși cont de forțele tăietoare corespunzătoare modurilor proprii superioare, deseori, o parte a forței seismice echivalente se consideră ca o forță concentrată aplicată la partea superioară a sistemului structural. Distribuția forței seismice echivalente reprezentate în fig. 2.35 poate fi exprimată matematic după cum urmează:

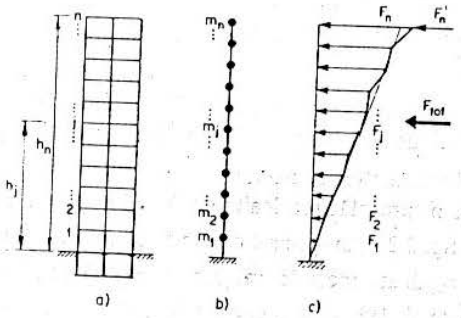


Fig. 2.35. Modelarea clădirilor înalte:
a – sistemul structural; *b* – model de calcul; *c* – distribuție tipică a forțelor seismice echivalente.

$$F_j = \left(F_{tot} - F_n'\right)\frac{m_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} m_j h_j} \qquad (2.29)$$

unde: F_{tot} este forța seismică echivalentă totală;
F_j – forța echivalentă de etaj;
F_n' – forța concentrată aplicată la partea superioară a sistemului structural;
m_j – masa etajului;
h_j – înălțimea deasupra nivelului de încastrare.

În general, forța concentrată este luată în jur de 10 % din forța seismică echivalentă, restul de 90 % fiind distribuite aproximativ liniar, de la valoarea maximă F_n până la zero la nivelul de încastrare, ca forțe concentrate descrescătoare.

Trebuie subliniat că, în principiu, este imposibil să se obțină numai prin distribuirea forței seismice o echivalență precisă atât pentru momentul de răsturnare cât și pentru forța tăietoare de etaj. Pentru realizarea acestei probleme există diferite soluții:

- Forțele tăietoare de etaj rezultate din forța seismică echivalentă distribuită pe înălțime vor fi mărite în anumite zone ale sistemului structural, pentru a se considera în calcul influența formelor proprii mai înalte (procedeul neozeelandez).
- Forța seismică echivalentă va fi distribuită pe înălțime în așa fel încât forțele tăietoare de etaj rezultate să corespundă efectului formelor superioare de oscilație. Momentele de răsturnare calculate din acestea pot fi apoi puțin micșorate (procedeul SUA [X10], Canada).
- Distribuția forței seismice echivalente se va face conform formelor perioadei proprii de oscilație (procedeul japonez).
- Prin aplicarea consecventă a proiectării capacității de rezistență (v. cap. 4–8) părțile sistemului structural rămase elastice vor fi protejate, limitându-se astfel și forțele tăietoare maxime de etaj. Cerințele ceva mai mari privind ductilitatea care rezultă în aplicarea acestei metode pot fi satisfăcute fără probleme printr-o alcătuire corespunzătoare.

2.3. Calculul pe baza normelor

2.3.1. Generalități

Modul de determinare a forței seismice echivalente este formulat în majoritatea normelor destul de imperativ. Principiile folosite de elaboratorul normei și considerentele pe care acesta le-a avut în vedere sunt prezentate, de regulă, cu transparență redusă, sau nu îi sunt, pur și simplu, accesibile utilizatorului. De asemenea, diferitele norme se prezintă ca o mare varietate de concepții și formulări, ceea ce îngreunează compararea lor. Frecvent, aspecte foarte diferite sunt prezentate sub forma unor coeficienți foarte asemănători. Din această cauză, la compararea normelor ar trebui să fie posibil accesul la bazele teoretice. Pe lângă forțele seismice echivalente ar trebui comparat și modul de evaluare a cerințelor de siguranță prevăzute (fractili, valori de calcul, coeficienți de siguranță).

a) Forța seismică echivalentă

Majoritatea normelor indică forța seismică echivalentă F_{tot} aproximativ sub forma generală următoare:

$$F_{tot} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6\alpha_7\bar{a}_o M \qquad (2.30)$$

unde coeficienții au următoarea semnificație:

α_1 este coeficientul zonei seismice sau factorul de zonă; majoritatea țărilor sunt împărțite în zone seismice cărora le corespunde câte un coeficient specific. Prin înmulțirea acestui coeficient cu valoarea de bază a accelerației maxime a terenului a_o, obținem accelerația maximă de calcul a terenului.

α_2 – coeficientul dinamic; coeficientul dinamic ia în considerare faptul că oscilația de răspuns a construcției este în general mai mare decât excitația la bază (coeficientul de amplificare dinamică). El este o funcție de frecvența proprie a construcției și ia în considerare aspectul general al spectrului de calcul. Pentru condițiile din California, de exemplu, și pentru un factor de amortizare de 5 % din amortizarea critică, coeficientul dinamic are o valoare medie de 2,12, în domeniul de frecvențe proprii cuprins aproximativ între 2 și 7 Hz [N2].

α_3 – coeficientul terenului de fundare; terenul de fundare poate fi antrenat într-o oscilație proprie, din care cauză excitația seismică la roca de bază provoacă mișcări cu o amplitudine și cu frecvențe simțitor diferite la baza construcției. Din această cauză, accelerația la baza construcției va fi modificată cu un coeficient al terenului de fundare care depinde de caracteristicile dinamice ale acestuia (rigiditatea terenului, grosimea stratelor, frecvența proprie a terenului etc.) și de frecvența proprie a construcției.

α_4 – coeficientul de amortizare; ia în considerație diferența între valoarea factorului de amortizare utilizat la calculul coeficientului dinamic considerat în general egal cu 5% din amortizarea critică și cea a construcției. În cazuri speciale, cum ar fi turnurile, coșurile de fum, pilonii etc. amortizarea poate fi însă foarte mică, iar acest coeficient poate dobândi o importanță deosebită.

α_5 – coeficientul de reducere a acțiunii seismice; o comportare ductilă a sistemului structural conduce la o micșorare a forțelor seismice echivalente, care este luată în considerație cu ajutorul coeficientului ce corespunde factorului de ductilitate de deplasare a structurii (v. subcapitolul 2.2.6). În anumite norme, de ex. [X10], este utilizată valoarea reciprocă a coeficientului de reducere respectiv $1/\alpha_5$. În norma [X12] în coeficientul de reducere este luată în considerație și suprarezistența (calculul cu valori reduse) (v. subcapitolul 2.3.6).

α_6 – factorul de risc; mărimea estimată medie a avariilor sugerează căi de reducere a costurilor totale (inițiale plus cele necesare reparațiilor). În cazul unor avarii estimate prin calcul a fi prea mari, prin factorul de risc (v. fig. 2.19) se mărește forța echivalentă și prin aceasta se mărește perioada de revenire considerată în calcul (ex. săli de teatru și concert).

α_7 – factorul de importanță; în funcție de importanța clădirii, de exemplu în ceea ce privește menținerea funcționării acesteia în caz de cutremur, forța seismică echivalentă se modifică cu acest factor. Întrucât factorul de importanță are același efect cu cel de risc, numeroase norme le cuplează (aplicații de ex. la clădirile spitalelor, la clădirile unităților de pompieri, etc.).

$\bar{a}_o$ – accelerația terenului; este considerată valoare de bază a accelerației maxime a terenului.

M – masa clădirii; este masa ce corespunde încărcărilor permanente W ale clădirii și încărcărilor utile probabile ($M=W/g$, unde: W=greutatea și g=accelerația gravitațională).

Coeficienții ce compun ecuația (2.30) ar trebui să faciliteze analiza efectuată în următoarele capitole. Unii dintre aceștia se suprapun parțial sau total, alții sunt înglobați în coeficienți unici, funcție de procedeul de calcul, respectiv de normă. Important este faptul că, utilizând mai mulți coeficienți, se modifică de fapt perioada de revenire a forței echivalente calculate, fără ca acest lucru să fie evident (factorul de risc, factorul de importanță). Un procedeu direct, eventual pe baza unei funcții dependente de perioada de revenire (v. de ex. fig. 2.19), împreună cu regulile privind valorile ce urmează să fie adoptate, de ex. în funcție de extinderea și gravitatea avariilor estimate, ar ușura mult interpretarea. Aceasta ar permite și aprecierea mai simplă a diferitelor condiții de margine.

b) Luarea în considerație a torsiunii

În cazul construcțiilor care nu sunt perfect simetrice se produc, ca urmare a excentricității, pe lângă oscilații de încovoiere și oscilații de torsiune (acestea se produc și la construcțiile simetrice, ca urmare a excitației nesincrone a diferitelor porțiuni ale fundației). Elementele care preiau forțele orizontale sunt mai puternic solicitate decât ar rezulta din acțiunea directă a forțelor orizontale ale etajelor superioare, întrucât acestea se aplică cu o excentricitate în plan (amplificare de torsiune). Excentricitatea cu care se aplică forțele orizontale echivalente este distanța dintre centrul de masă al etajelor superioare (punctul de aplicare al rezultantelor forțelor echivalente) și centrul de rigiditate al etajului considerat. În plus, trebuie luată în considerație excentricitatea adițională, întâmplătoare, care este diferența posibilă între excentricitatea definită anterior și excentricitatea reală cu care se aplică forțele orizontale. Momentul de torsiune al forțelor echivalente va fi luat din această cauză după cum urmează:

$$T_j = \sum_j^n F_j e_d = \sum_j^n F_j \left(\lambda_s e_s \pm e_{s,un}\right) \qquad (2.31)$$

unde: T_j este momentul de torsiune al forțelor echivalente ale etajelor de deasupra etajului j luat în considerație (forța tăietoare a nivelului V_j);

e_d – excentricitatea de calcul;

e_s – excentricitatea statică (distanța dintre centrul de masă al etajului aflat deasupra și centrul de rigiditate al etajului j avut în vedere);

λ_s – factor de amplificare a momentului de torsiune, de ex. 1,5 și 0,5;

$e_{s,un}$ – excentricitatea statică adițională (deja amplificată), de ex. $e_{s,un}=0,05b$;

b – dimensiunile clădirii, perpendicular pe direcția forței echivalente (perpendicular pe direcția oscilației de încovoiere).

În anumite norme se utilizează numai excentricitatea statică, înmulțită cu λ_s, sau se folosește o excentricitate statică adițională destul de mare, dar, din această cauză, se aplică $\lambda_s=1$.

c) Compararea normativelor

În următoarele capitole se compară prevederile a cinci normative, ilustrându-se această comparație și cu ajutorul unui exemplu de calcul referitor la forța seismică echivalentă și la momentul de răsturnare corespunzător unor grade de intensitate seismică VII–VIII. Ca exemplu se consideră o clădire cu pereți structurali din beton armat, cu șase niveluri (v. subcapitolul 5.7.1.), destinată birourilor, cu perioada fundamentală de oscilație T_1=0,33 (f=3,0 Hz), aflată pe un teren cu rigiditate medie.

2.3.2. Normativul american UBC (1988)

Normativul utilizat în general în S.U.A, "Uniform Building Code" [X10], a fost editat de "International Conference of Building Officials" și cuprinde în capitolul 2312 regulile pentru stabilirea eforturilor secționale pentru proiectarea antiseismică, elaborate în cea mai mare parte de către Structural Engineers' Association of California (SEAOC).

a) Stabilirea forței seismice echivalente

Normativul [X10] indică în capitolul 2312: "Earthquake Regulations" următoarea relație pentru stabilirea forței seismice echivalente :

$$F_{tot} = \frac{ZIC}{R_w} W \tag{2.32}$$

unde: Z este coeficientul zonei seismice și corespunde coeficientului α_1 din relația (2.30) și ia valori conform tabelului prezentat în fig 2.36.

Zona de seismicitate	1	2A	2B	3	4
Coeficientul zonei seismice	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40

Fig. 2.36. Coeficientul zonei seismice (zonele sunt delimitate pe hartă).

I – coeficientul de importanță corespunde coeficientului α_7 din relația (2.30) și este egal cu I=1,25 pentru marea majoritate a clădirilor destinate spitalelor, unităților de pompieri sau unităților de apărare civilă, cu responsabilități în caz de catastrofe, a depozitelor de materiale periculoase etc. și I=1, pentru toate celelalte clădiri.

C – coeficientul de amplificare dinamică corespunde produsului coeficienților α_2 și $\overline{a}_o$ din relația (2.30) împărțit la g și este definit ca:

$$C = \frac{1,25S}{T_1^{2/3}} \le 2,75 \tag{2.33}$$

unde T_1 este exprimat în s.

S – coeficientul terenului de fundare corespunde coeficientului α_3 din ecuația (2.30) și poate fi ales în funcție de tipul terenului. Valorile acestuia sunt de obicei S_1=1,0 pentru terenuri stâncoase cu un strat de cuvertură compact de până la 60 m grosime, S_2=1,2 pentru argile compacte și stâncă cu o cuvertură de peste 60 m grosime, S_3=1,5 pentru straturi de argilă afânată sau cu un grad mediu de compactare și S_4=2,0 pentru staturile de peste 12 m grosime de argilă afânată. În cazul unor condiții de teren necunoscute se poate aplica S_3.

T_1 – perioada fundamentală de oscilație.

Metoda A: Perioada fundamentală de oscilație poate fi aproximată în felul următor:

$$T_1 = C_t \cdot h_n^{3/4} \tag{2.34}$$

unde: C_t= 0,030 pentru cadrele din beton armat, C_t=0,035 pentru cadrele din oțel și C_t= 0,020 pentru toate celelalte tipuri de clădiri;

h_n – înălțimea clădirii, în m. Pentru clădirile cu pereți de rigidizare din beton armat sau zidărie de cărămidă se poate utiliza și $C_t = 0,1\sqrt{A_c}$, unde $A_c = \sum A_e\left[0,2+(D_e/h_n)^2\right]$ este lungimea unui perete, iar A_e este suprafața secțiunii acestuia, în m^2. Se va folosi totuși $D_e/h_n \le 0,9$.

Metoda B: Perioada fundamentală se stabilește analitic pe baza distribuției maselor și a rigidității clădirii (de ex. asemănător cu ecuația (2.23)). Valoarea C calculată din ecuația (2.23) trebuie să reprezinte cel puțin 80 % din T_1, calculat după metoda A.

R_w – coeficientul de reducere; $1/R_w$ corespunde cu α_5 din ecuația (2.30). Valorile R_w corespund celor din tabelul prezentat în figura 2.37.

W – greutatea totală a clădirii, adică greutatea proprie și încărcările permanente, care vor fi luate egale cu ≈ 1kN/m^2 (greutatea pereților de compartimentare) plus 25 % din încărcarea utilă nominală.

Distribuția forței seismice echivalente. Forța seismică echivalentă se va distribui pe înălțimea construcției după cum urmează:

- O forță concentrată $F_n' = 0{,}07T_1F_{tot} \le 0{,}25F_{tot}$, respectiv $F_n' = 0$ pentru $T_1<0{,}7$ s, va fi aplicată la extremitatea superioară a sistemului structural.
- Restul forței seismice echivalente $F_{tot} - F_n'$ va fi distribuit pe înălțimea sistemului structural proporțional cu produsul masei cu înălțimea deasupra nivelului de încastrare. La mase egale în toate etajele și înălțime constantă a acestora rezultă o distribuție triunghiulară (v. fig. 2.35).

Tipul sistemului structural	R_w	H_{max}[c]
Pereți structurali cu forțe gravitaționale	6	49 m
Pereți structurali fără forțe gravitaționale	8	73 m
Cadre rigidizate[a]	8	49 m
Cadre obișnuite solicitate la încovoiere	6	49 m
Cadre solicitate la încovoiere, special ductile[b]	12	-
Sisteme structurale combinate	6–12	-

[a] Interzise în zonele 3 și 4.
[b] Conform [X10], capitolui 2625, proiectarea parțială a capacității portante.
[c] Înălțimea maximă pentru zonele 3 și 4.

Fig. 2.37. Coeficienți de reducere pentru structurile de beton armat.

Alte precizări. La clădirile obișnuite se va lua în considerație excentricitatea statică. La o distribuție neuniformă a maselor se va lua o excentricitate statică adițională egală cu de 0,05 ori lățimea clădirii, perpendicular pe direcția considerată a oscilațiilor. Scăderea forței tăietoare în elementele structurale ca urmare a torsiunii va fi neglijată.

Clădirile foarte neregulate, cu distribuții ale rigidităților, maselor, geometrie etc. care nu satisfac condițiile de regularitate, necesită un calcul dinamic mai aprofundat.

b) Verificarea condițiilor de siguranță

Valorile de calcul ale solicitărilor se calculează conform capitolului 2625 al normativului în felul următor:

$$S_u = 1{,}4\left(S_D + S_L + S_E\right) \tag{2.35}$$

$$S_u = 0{,}9S_D \pm 1{,}4S_E \tag{2.36}$$

Eforturile S_u vor fi luate ca valori de calcul ale efortului capabil conform subcapitolului 1.3.4, a, unde $\Phi = 0{,}90$ pentru încovoiere și $\Phi = 0{,}85$ pentru forța tăietoare.

c) Exemplu de calcul

Pentru forța seismică echivalentă folosim media dintre zonele 3 și 4 și obținem:
$Z = 0{,}35$, $I = 1{,}0$ și $S = 1{,}0$. De aici rezultă:
$C = 1{,}25\cdot 1{,}0/0{,}33^{2/3} = 2{,}62<2{,}75$
Cu $R_w = 6$ obținem cu $W = gM$ forța seismică echivalentă

$F_{tot} = (ZIC/R_w)W = (0{,}35\cdot 1{,}0\cdot 2{,}62/6)gM = 0{,}153gM$

De aici rezultă, la înălțimea constantă de etaj $h = H/6$ și masa constantă de etaj $m_j = M/6$ forțele seismice echivalente (v. fig. 2.35) de $F_n' = 0$ la vârf ($T_1 = 0{,}33$ s < 0,7 s), cât și conf. ecuației (2.29) la planșeele curente $F_j = F_{tot}\cdot j/21$, adică

$F_1 = F_{tot}\cdot 1/21 = 0{,}0073gM$ până la
$F_6 = F_{tot}\cdot 6/21 = 0{,}0437gM$.

De aici putem calcula momentul de răsturnare:

$$M_E = \sum_{j=1}^{6} F_j\left(jH/6\right) = F_{tot}\left(91/21\right)\cdot H/6 = 0{,}111HgM .$$

Pentru ușurarea comparației cu valorile din alte normative forța seismică echivalentă și momentul de răsturnare se recalculează cu $S^* = S_u/\Phi = 1{,}4S_E/\Phi$ și cu Φ egal cu 0,9 unitar la nivelul capacităților de rezistență. De aici rezultă:

$F_{tot}^* = 1{,}4F_{tot}/\Phi = 1{,}4\cdot 0{,}153gM/0{,}90 = 0{,}238gM$

$M_{tot}^* = 1{,}4M_E/\Phi = 1{,}4\cdot 0{,}111HgM/0{,}90 = 0{,}173HgM$

2.3.3. Normativul NZS 4203 din Noua Zeelandă (Proiect 1986)

Acest normativ [X8] este bine adaptat la procedeul de proiectare a capacității de rezistență, descris în prezenta lucrare, dar în rest este foarte asemănător cu „Uniform Building Code" [X10], prezentat anterior.

a) Stabilirea forței seismice echivalente

Pentru calculul forței seismice echivalente, în „Part C. Earthquake Provisions" se indică următoarea formulă:

$$F_{tot} = C_\mu RZW_t \tag{2.37}$$

în care: C_μ – coeficientul seismic corespunde produsului $\alpha_2\alpha_3\alpha_5$ din ecuația (2.30) calibrat pentru valoarea maximă a spectrului elastic și se determină în funcție de perioada fundamentală de oscilație T_1, de ductilitatea de deplasare μ_Δ și de tipul terenului dintr-o diagramă corespunzătoare celei din fig. 2.28. C_μ este cuprins, pentru sistemele structurale din beton armat perfect ductile la valori ale μ = 4 - 6, între 0,4 și 0,04.

R – factorul de risc corespunde coeficienților α_6 și α_7 din ecuația (2.30). Depinde de tipul clădirii și de destinația acesteia și poate lua valorile prezentate în tabelul din fig. 2.38.

Z – factorul de zonă corespunde produsului $\alpha_1\overline{a}_o$ în ecuația (2.30), înmulțit cu raportul dintre valoarea maximă a spectrului elastic ("valoarea de platou") și accelerația terenului, împărțit la accelerația gravitațională g. Z se determină din hărțile de zonare seismică. Valorile sunt între Z = 0,4 și 0,85. Pentru orașele mai mari se indică valori specifice (obligatorii). Valorile maxime au fost alese aproximativ după accelerațiile cutremurului de la El Centro (1940).

Categoria	Descrierea clădirii	R
I	Pentru protejarea vieții omenești	1,3
II	Cu aglomerări de persoane	1,2
III	De mare valoare pentru societate	1,1
IV	Puțin ocupate	0,6
V	Fără o importanță deosebită	0,4
VI	Toate celelalte	1,0

Fig.2.38. Categoriile de clădiri și factorii de risc.

W_t – greutatea totală a clădirii cuprinde greutățile proprii, încărcările permanente și încărcările utile probabile.

Distribuirea forței seismice echivalente. Forța seismică echivalentă se distribuie pe înălțimea clădirii după cum urmează:

- O forță concentrată $F_n' = 0{,}10F_{tot}$ (pentru $T < 0{,}7$ s $F_n' = 0$) se aplică la vârful sistemului structural.
- Restul forței seismice echivalente $F_{tot} - F_n'$ se distribuie proporțional cu produsul dintre masă și înălțimea acesteia măsurată de la baza construcției (v. fig. 2.35).

Alte prevederi. Pentru stabilirea solicitării de torsiune, excentricitatea statică (distanța între centrul de masă și centrul de rigiditate) va fi mărită cu $0{,}1b$, unde b este lățimea clădirii perpendiculară pe direcția oscilației de încovoiere considerate. Reducerea solicitărilor în elemente ca urmare a torsiunii se neglijează.

Sistemele structurale clasificate drept neregulate (în plan vertical sau orizontal) vor fi calculate cu ajutorul analizei modale sau prin calcul dinamic.

b) Verificarea condițiilor de siguranță

Valorile de calcul ale eforturilor vor fi stabilite conform subcapitolului 1.3.3 cu factorii de încărcare din fig. 1.2 [v. ecuațiile (1.69) și (1.79)]:

$$S_u = 1{,}0S_D + 1{,}3S_L + 1{,}0S_E \tag{2.38}$$

$$S_u = 0{,}9S_D + 1{,}0S_E \tag{2.39}$$

Eforturile S_u vor fi considerate ca valori de calcul ale efortului capabil conform subcapitolului 1.3.4,a, unde Φ=0,90 pentru încovoiere și Φ=0,85 pentru forța tăietoare.

c) Exemplu de calcul

Pentru amplasamentul Christchurch (perioada medie de revenire 200 ani) și $I \approx$VIII vom avea R=1,0, Z=0,65 și cu $\mu_\Delta = 4{,}0$ rezultă C_μ=0,31.

Astfel, forța echivalentă orizontală devine la $W_t = gM$

$F_{tot} = C_\mu RZW_t = 0{,}31 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}65gM = 0{,}202gM$.

De aici rezultă, la înălțimea constantă a etajului $h=H/6$ și masa constantă a etajului $m_j = M/6$, forțele echivalente (v. fig. 2.35) de $F_n' = 0$ la cota maximă (T<0,7 s), iar la planșeele intermediare:

$F_j = F_{tot} j/21$, adică

$F_1 = F_{tot} \cdot 1/21 = 0{,}0096gM$ până la

$F_6 = F_{tot} \cdot 6/21 = 0{,}0577gM$

de unde se poate calcula momentul de răsturnare:

$$M_E = \sum_{j=1}^{6} F_j (jH/6) = F_{tot}(91/21) \cdot H/6 = 0{,}146HgM$$

Valorile corespunzătoare efortului capabil sunt de

$S^* = S_u / \Phi = S_E / \Phi$, de unde cu Φ=0,9 unitar rezultă:

$F_{tot}' = F_{tot} / \Phi = 0{,}202gM / 0{,}9 = 0{,}224gM$

$M_{tot}' = M_E / \Phi = 0{,}146HgM / 0{,}90 = 0{,}162HgM$.

2.3.4. Normativul german DIN 4149, Partea 1 (1981)

Acest normativ [X17] este întocmit în cea mai mare parte pe baza "Normativului general provizoriu pentru construcțiile în zonele seismice ale landului Baden-Württemberg", 1972. El indică pentru patru zone seismice direct accelerația terenului în câmp liber în funcție de intensitate.

a) Stabilirea forțelor seismice echivalente

Valoarea de calcul a *accelerației orizontale "cal a"* este de

$$cal\ a = a_o \kappa \alpha \tag{2.40}$$

unde a_o este valoarea normată a accelerației orizontale, în cm/s², și corespunde produsului $\alpha_1 \overline{a}_o$ în ecuația (2.30). În tabelul din fig. 2.39 sunt indicate valorile normate pentru cele patru zone seismice, reprezentate pe hărțile de zonare, bazate pe ecuațiile:

$$\log a_o = 2 - \frac{8 - I_{MSK}}{2{,}4} \tag{2.41}$$

$$\log a_o = 0{,}42I_{MSK} - 3{,}33 \tag{2.42}$$

Zona seismică	Intensitate I_{MSK}	Valoarea normată a accelerației orizontale, a_o
1	VI–VII	0,25 m/s²
2	VII	0,40 m/s²
3	VII–VIII	0,65 m/s²
4	VIII	1,00 m/s²

Fig.2.39. Zonele seismice, intensitățile și valorile normate ale accelerației orizontale (după [X17] și [M16]).

κ – coeficientul terenului de fundare corespunde factorului α_3 din ecuația (2.30) și ia valori între κ=1,0 pentru stâncă și κ=1,4 pentru pietriș afânat. În cazuri speciale (aluviuni, terenuri de umplutură etc.), κ poate fi și mai mare decât 1,4.

α – coeficientul de reducere corespunde coeficienților α_6 și respectiv α_7 din ecuația (2.30). Valorile acestora depind de clasa clădirii și de zona seismică și se iau din tabelul din fig. 2.40. Forța seismică echivalentă de etaj F_j, în punctul de masă m_j ca urmare a formei proprii i (perioada proprie de oscilație T_i) se calculează în felul următor: Zona de seismicitate

Clasificarea clădirii	Tipul clădirii și destinația	Zona de seismicitate			
		1	2	3	4
1	Construcții de locuințe, hale cu un nivel	0,5	0,6	0,7	0,8
2	Cu aglomerări umane (teatre, școli etc.)	0,6	0,7	0,8	0,9
3	De importanță specială	0,7	0,8	0,9	1,0

Fig. 2.40. Coeficientul de reducere α funcție de clasa clădirii și zona seismică.

$$F_{j,i} = m_j \beta(T_i) \gamma_{j,i}\, cal\, a \tag{2.43}$$

unde: $\beta(T_i)$ este coeficient din spectrul inelastic nominal de calcul (egal pentru toate modurile de construcție),

$$\beta(T_i) = T_i^{-0,8} \le 1,0 \tag{2.44}$$

corespunde produsului $\alpha_2\alpha_5$ din ecuația (2.30) și se stabilește pentru fiecare formă proprie i. Valoarea maximă ("valoarea de platou") în acest spectru inelastic unic, valabil pentru toate tipurile de construcții, a fost aleasă de către elaboratorul normei egal cu accelerația maximă a terenului. De aici, cu ajutorul principiului energiei egale, se poate calcula la amortizarea de 5 % (factorul 2.1) factorul de ductilitate egal pentru toate tipurile de construcții ca fiind aproximativ $\mu_\Delta \approx 2,7$.

$\psi_{j,i}$ – deplasarea punctului de masă j în forma proprie i;

n – numărul de mase discrete ce modelează sistemul dinamic;

$\gamma_{j,i}$ – coeficientul de comportare dinamică al clădirii (coeficientul de echivalență).

$$\gamma_{j,i} = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j \psi_{j,i}}{\sum_{j=1}^{n} m_j \psi_{j,i}^2} \cdot \psi_{j,i} \tag{2.45}$$

Ecuația (2.45) provine din metoda spectrelor de răspuns și conduce, pentru prima formă proprie, în cazul unei distribuții de mase aproximativ constante pe înălțimea clădirii, la o distribuție aproape parabolică a forței seismice echivalente corespunzătoare.

Momentele încovoietoare rezultate M_j și deplasările u_j în secțiunile elementelor sistemului structural vor fi stabilite ca rădăcină din suma pătratelor valorilor corespunzătoare formelor proprii individuale:

$$M_j = \sqrt{\sum_i M_{j,i}^2} \tag{2.46}$$

$$u_j = \sqrt{\sum_i u_{j,i}^2} \tag{2.47}$$

Pentru construcțiile care satisfac anumite cerințe privind regularitatea și au perioada fundamentală de oscilație T_1 sub 1 secundă, se poate face un calcul simplificat. În acest caz, ecuația (2.43) devine:

$$F_j = 1,5 m_j \beta(T_1) \frac{h_j}{h_n} cal\, a \tag{2.48}$$

unde: h_j este înălțimea punctului de masă m_j măsurată de la nivelul fundației;
h_n – înălțimea punctului de masă m_n celui mai înalt;
T_1 – perioada fundamentală de oscilație conform ecuației (2.23).

Alte prevederi. Pentru stabilirea efortului de torsiune se va ține cont de o excentricitate statică mărită (distanța dintre centrul de rigiditate și centrul de masă), care depinde în cazul structurilor în cadre și de dimensiunile clădirii, iar în cazul pereților structurali suplimentar și de momentele capabile ale secțiunilor pereților. În cazul sistemelor în cadre, excentricitatea statică este de $e_{s,un} = 0,05b \le 0,1(l+b)$, unde b este lățimea clădirii perpendicular pe direcția considerată a oscilațiilor, iar l lungimea clădirii pe direcția oscilațiilor.

b) Verificarea condițiilor de siguranță

Combinațiile de eforturi corespund stadiului de exploatare și provin din valorile curente (normate) ale acțiunilor (încărcări gravitaționale, fără vânt) și forțele seismice echivalente:

$$S_u = S(D,L)_{max} + S_E \tag{2.49}$$

$$S_u = S(D,L)_{min} + S_E \tag{2.50}$$

Eforturile S_u vor fi luate egale cu eforturile capabile, diminuate cu coeficientul global de siguranță $s = 1,75$.

c) Exemplu de calcul

Pentru zona 3 (I=VII-VIII) rezultă prin calculul simplificat ($T_1 \le 1$ s): a_o= 0,65 m/s², κ =1,1, α = 0,7.

Astfel, valoarea de calcul a accelerației terenului este de:

$cal\, a = a_o \kappa \alpha = 0,65 \text{m/s}^2 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 0,050 \text{ m/s}^2 = 0,050g$.

Cu $\beta(T_1 = 0,33\text{s}) = 1,0$ conform ecuației (2.44) și $m_j = M/6$ rezultă, din ecuația (2.48), forțe seismice echivalente de:

$F_j = 1,5 \cdot (M/6) \cdot 1,0(j/6) \cdot cal\, a$, adică

$F_1 = 1,5 \cdot (M/6) \cdot 1,0(1/6) \cdot 0,050g = 0,0021gM$ până la

$F_6 = 1,5 \cdot (M/6) \cdot 1,0(6/6) \cdot 0,050g = 0,0125gM$.

De aici rezultă o forță echivalentă totală

$F_{tot}\sum_{j=1}^{n}F_j = 0{,}044gM$

Momentul de răsturnare se poate calcula în felul următor:

$M_E = \sum_{j=1}^{n}F_j\left(j\cdot H/6\right) = 0{,}032HgM$.

Valorile corespunzătoare efortului capabil sunt de $S^*=S_e s$, de unde cu s = 1,75, rezultă:

$F_{tot}^* = F_{tot}s = 0{,}044gM\cdot 1{,}75 = 0{,}077gM$

$M_{tot}^* = M_E s = 0{,}032HgM\cdot 1{,}75 = 0{,}056HgM$

2.3.5. Normativul austriac B 4015, Partea 1 (1979)

Aceast normativ [X18] se aplică numai în cazul „clădirilor potențial oscilante" a căror înălțime nu depășește de patru ori lungimea medie pe direcția de oscilație.

a) Stabilirea forțelor seismice echivalente

Forța seismică echivalentă orizontală de etaj se calculează ca:

$$F_j = \varepsilon g k_1 k_2 k_3 k_4 G_j \qquad (2.51)$$

unde: j este etajul considerat;

ε – coeficientul de intensitate seismică corespunde expresiei $\alpha_1 a_o$ în ecuația (2.30) împărțită la g. Pentru cele patru zone seismice stabilite prin harta de macrozonare se utilizează coeficienții indicați în tabelul din figura 2.41 (cu perioada de revenire de 100 ani).

Zona de seismicitate	Intensitate I_{MSK}	Coeficientul puterii cutremurului
1	VI$^+$	0,020 – 0,035
2	VII$^-$	0,035 – 0,060
3	VII$^+$	0,060 – 0,100
4	VIII$^-$	0,100 – 0,150

Fig. 2.41. Coeficientul intensității seismice.

Tipul terenului	Plăci de fundație	Fâșii și fundații izolate	Piloți și pereți mulați
Umpluturi și terenuri aluvionare	2,0	2,6	2,4
Sedimente afânate, nisip și pietriș	1,0	1,3	1,2
Sedimente compacte, nisip compact până la rocă moale	0,8	1,0	0,9
Rocă compactă și stâncă, calcar până la granit	0,7	0,8	–

Fig. 2.42. Coeficientul influenței terenului de fundare k_1

k_1 – coeficientul influenței terenului corespunde lui α_3 în ecuația(2.30). Coeficientul depinde de natura terenului de fundare și de tipul fundației. (Vezi tabelul din figura 2.42).

k_2 – coeficientul de amplificare dinamică corespunde coeficientului α_2 din relația (2.30). Acest coeficient se determină din diagrama prezentată în fig. 2.43 în funcție de prima perioadă proprie de oscilație; pentru perioadele proprii de oscilație $T_1 > 1$ s se vor lua în considerație și a doua și a treia formă proprie. Cu valoarea maximă de 1,6 (coeficient de amplificare în domeniul de "platou"), această diagramă corespunde conform [N2] unui spectru cu o amortizare de aproximativ 10 %.

k_{3j} – coeficientul de distribuție verticală care pentru oscilația fundamentală se consideră:

$$k_{3j} = \frac{h_j}{h_n} \quad \text{și} \quad 0 \le k_{3j} \le 1{,}0 \qquad (2.52)$$

unde: h_j este înălțimea punctului de masă m_j deasupra secțiunii de încastrare;

h_n – înălțimea totală a sistemului structural deasupra secțiunii de încastrare.

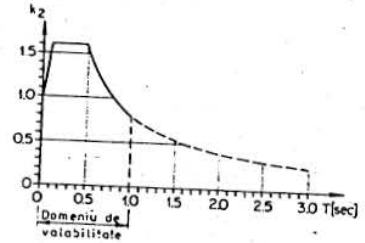


Fig.2.43. Coeficientul de amplificare dinamică k_2 funcție de perioada proprie de oscilație.

Valoarea medie este deci k_3 = 0,5, ceea ce corespunde unei reduceri a întregii forțe seismice echivalente la jumătate.

k_4 – coeficientul pentru luarea în considerație a importanței clădirii corespunde factorilor α_6 respectiv α_7 din ecuația (2.30). Acest coeficient depinde de destinația clădirii și de zona seismică. El ia valorile prezentate în tabelul din fig 2.44, deci variază relativ puțin.

Tipul de clădire și destinația	Zona de seismicitate			
	1	2	3	4
Clădiri de locuit, hale industriale și de depozitare	0,75	0,80	0,85	0,90
Clădiri cu aglomerări umane, hale industriale și de depozitare cu mai multe etaje	0,80	0,85	0,90	0,95
Spitale, instituții publice de aprovizionare	0,85	0,90	0,95	1,00

Fig. 2.44. Coeficientul k_4 pentru luarea în considerație a importanței clădirii.

G_j – greutatea efectivă care corespunde greutății proprii, plus încărcările permanente, plus, în funcție de destinație, 70 - 100 % din încărcările utile normate.

Alte prevederi. Efectul de torsiune și calculul acestuia nu se menționează în normă. Tipul de construcție și tipul sistemului structural (ductilitatea) nu se iau explicit în considerație. În capitolele introductive ale normativului se recomandă pentru clădiri formele dreptunghiulare, regulate.

b) Verificarea condițiilor de siguranță

Forțele seismice vor fi grupate în general numai cu încărcările de durată și cu cele utile. La construcțiile care le depășesc pe cele învecinate cu peste 40 m, vor fi luate în considerație și 25 % din încărcările din vânt. În zonele 1 și 2, forțele seismice nu vor fi combinate cu încărcările din zăpadă. Astfel rezultă eforturile determinante la nivelul stării de exploatare:

$$S_u = S(D,L)_{max} + S_E \tag{2.53}$$

$$S_u = S(D,L)_{min} + S_E \tag{2.54}$$

Eforturile S_u vor fi preluate prin rezistențele admisibile. Verificarea capacității de rezistență se poate face și cu coeficientul global de securitate s=1,7 (pentru încovoiere) [X19].

c) Exemplu de calcul

Pentru o intensitate I_{MSK}=VII–VIII avem:

$\varepsilon = 0{,}100$, $k_1 = 0{,}80$, $k_2 = 1{,}6$, $k_{3j} = h_j/h_n = j/6$ pentru j=1 până la 6 și $k_4 = 0{,}90$

Cu $G_j = gM/6$ rezultă forțele echivalente:

$F_j = 0{,}10 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}6 \cdot (j/6) \cdot 0{,}90gM/6$, adică

$F_1 = 0{,}10 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}6 \cdot (1/6) \cdot 0{,}90gM/6 = 0{,}0032gM$ până la

$F_6 = 0{,}10 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}6 \cdot (6/6) \cdot 0{,}90gM/6 = 0{,}0192gM$.

Forța echivalentă totală rezultă de

$$F_{tot} = \sum_{j=1}^{6} F_j = 0{,}067gM\,.$$

Momentul de răsturnare se calculează ca:

$$M_E = \sum_{j=1}^{6} F_j(jH/6) = 0{,}049HgM\,.$$

Valorile corespunzătoare efortului capabil sunt de $S^* = S_u s$. Cu s =1,7 rezultă:

$F^*_{tot} = F_{tot}s = 0{,}067gM \cdot 1{,}7 = 0{,}114gM$

$M^*_{tot} = M_E s = 0{,}049HgM \cdot 1{,}7 = 0{,}083HgM$.

2.3.6. Normativul elvețian SIA 160 (1989)

Conceptual, acest normativ [X12] se bazează pe estimarea avariilor nominale [B24], [B25]. Sub acțiunea cutremurului de calcul nu trebuie depășit un anumit grad de avariere normal, acceptat.

a) Stabilirea forței seismice echivalente

Forța seismică echivalentă orizontală se calculează în felul următor:

$$F_{tot} = \frac{a_h}{g}\frac{C_d}{K}\left(G_m + \sum \Psi_{acc} Q_r\right) \tag{2.55}$$

unde: a_h este accelerația orizontală care corespunde produsului $\alpha_1\alpha_2 a_o$ din relația (2.30). Valoarea lui a_h se determină din spectrele elastice de calcul (fig. 2.45) în funcție de perioada fundamentală de oscilație, de zonă și de tipul terenului. Alura spectrelor de calcul corespunde, în mare, spectrelor de valori medii pentru condițiile din California [N2]. Frecvențele de colț au fost prevăzute ceva mai ridicate, pentru a corespunde condițiilor seismologice din zona Alpilor.

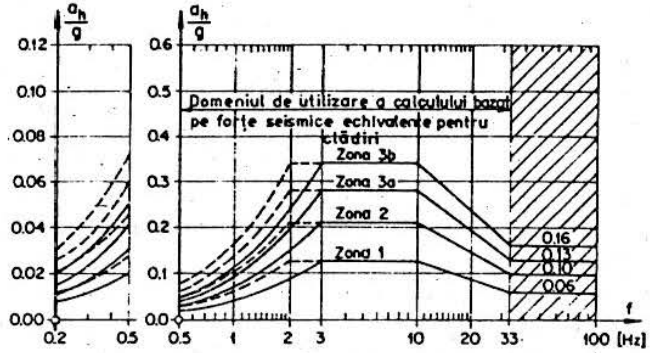


Fig. 2.45. Spectrele elastice de calcul (valorile medii pentru amortizarea de 5 %) pentru terenuri compacte (linie continuă) și pentru terenuri cu rigiditate medie (linie punctată).

Intensitățile de calcul și accelerațiile maxime ale terenului, corespunzătoare zonelor seismice, sunt indicate în tabelul din fig. 2.46.

C_d – coeficient de calcul – cuprinde diferența dintre valorile reduse, utilizate la calcul (valoarea minimă a rezistențelor, capacitatea de rezistență, redusă cu coeficientul de siguranță specific, alungirea de rupere redusă) și valorile cele mai probabile. Acest coeficient poate fi definit ca o valoare inversă a coeficientului de suprarezistență și se ia pentru toate tipurile de construcție egal cu 0,65.

Zona	Intensitate, I_{MSK}	Accelerația maximă a terenului, a_s
1	VI – VII	0,06 g
2	VII$^+$	0,10 g
3a	VIII$^-$	0,13 g
3b	VIII$^+$	0,16 g

Fig. 2.46. Intensitățile de calcul și accelerațiile maxime ale terenului pentru zonele seismice din Elveția.

K – coeficientul de deformare se stabileşte în funcție de avariile acceptate pentru diferitele clase de clădiri. Pentru clădirile de clasa I (avarii mari) acest coeficient corespunde cu factorul de ductilitate de deplasare m pentru o ductilitate "naturală" (deci fără luarea unor măsuri speciale pentru îmbunătățirea ductilității) şi, prin urmare, cu valoarea reciprocă a α_5 din ecuația (2.30). Pentru clădirile din clasa II şi III, acest coeficient este mai mic (avarii medii, respectiv minore), ceea ce conduce la un efect asemănător cu cel al factorului α_7 din ecuația (2.30). Coeficientul de deformare pentru diferitele domenii de frecvență şi tipuri de sistem structural poate fi luat dintr-un tabel. Valorile pentru construcțiile din beton armat cu $f_1 < 10$ Hz sunt reprezentate în tabelul din fig 2.47.

Tipul sistemului structural	Clasa clădirii		
	I	II	III
Cadre	2,5	2,0	1,4
Pereți structurali	2,0	1,7	1,3

Fig. 2.47. Coeficientul de deformare pentru cadre şi pereți structurali.

În normativ, câtul C_d/K este notat C_k - coeficientul pentru tipul de construcție.

G_m – valoarea medie a greutății proprii a structurii;

Q_r – valoarea nominală a încărcărilor permanente, respectiv a unei încărcări temporare;

ψ_{acc}– factorul de încărcare pentru acțiunile permanente, respectiv temporare.

Forța seismică echivalentă F_{tot} va fi distribuită, conform fig. 2.35 şi ecuației (2.29) cu $F'_n = 0$, în principiu, triunghiular pe înălțimea clădirilor.

Alte prevederi. Torsiunea va fi luată în considerație numai începând cu excentricități statice în plan e_s, care depăşesc 10 % din dimensiunea clădirii d, perpendicular pe direcția de oscilație:

$$e_{d,max} = 1{,}5\, e_s + 0{,}05\, d \qquad (2.56)$$

$$e_{d,min} = 0{,}5\, e_s - 0{,}05 d \qquad (2.57)$$

În linii generale, primul termen corespunde coeficientului λ_s, din ecuația (2.31), iar cel de al doilea - excentricității adiționale.

b) Verificarea condițiilor de siguranță

Valorile de calcul ale eforturilor vor fi stabilite conform subcapitolului 1.33 cu factorii din fig. 1.2.

$$S_u = 1{,}0 S_D + \psi_{acc,L} S_L + 1{,}0 S_E \qquad (2.58)$$

Se va lua $\psi_{acc,L} = \gamma_L = 0{,}3$–$1{,}0$, în funcție de modul de exploatare (v. tabelul din fig. 1.2). Eforturile vor fi comparate cu valorile de calcul ale efortului capabil (eforturile capabile reduse cu $\gamma_R = 1{,}2$).

c) Exemplu de calcul

Pentru o intensitate I_{MSK} = VIII$^-$ (zona a 3-a) şi o clasă a sistemului structural I, obținem:

$a_h/g = 0{,}27$, $C_d = 0{,}65$ şi $K = 2{,}0$

Astfel, forța orizontală devine:

$F_{tot} = 0{,}27g \cdot (0{,}65/2{,}0)M = 0{,}088gM$.

Cu $m_j = M/6$ şi $h_j = Hj/6$ rezultă forțele echivalente

$F_j = F_{tot} \cdot j/21$, adică

$F_1 = 0{,}088gM \cdot 1/21 = 0{,}0042gM$ până la

$F_6 = 0{,}088gM \cdot 6/21 = 0{,}0251gM$

Momentul de răsturnare poate fi calculat:

$$M_E = \sum_{j=1}^{6} F_j(Hj/6) = 0{,}064HgM\,.$$

Valorile corespunzătoare efortului capabil sunt cu γ_R=1,2 de:

$F^*_{tot} = F_{tot}\gamma_R = 1{,}2 \cdot 0{,}088gm = 0{,}106gM$

$M^*_{tot} = M_E\gamma_R = 1{,}2 \cdot 0{,}064HgM = 0{,}077HgM$

2.3.7. Compararea forțelor seismice echivalente din diferitele norme

Forța seismică echivalentă F_{tot} şi momentul de răsturnare M^*_{tot}, ambele raportate la efortul capabil, pentru clădirea considerată în exemplele de calcul, sunt centralizate în tabelul din figura 2.48.

Țara	Normativul	F^*_{tot}	$F^*_{tot} / F^*_{tot,SUA}$	M^*_{tot}
SUA	UBC (1988)	0,238 gM	100%	0,173 HgM
NZ	NZS 4203 (Proiect 1986)	0,224 gM	94%	0,162 HgM
RFG	DIN 4149, Partea 1 (1981)	0,077 gM	32%	0,056 HgM
A	B4015, Partea 1 (1979)	0,114 gM	48%	0,083 HgM
CH	SIA 160 (1989)	0,106 gM	45%	0,077 HgM

Fig. 2.48. Compararea forțelor seismice echivalente şi a momentelor de răsturnare.

Cu toate că în exemplele de calcul a fost considerată, pe cât posibil, intensitatea de calcul I = VII–VIII, diferențele între forțele seismice echivalente şi momentele de răsturnare prezentate sunt considerabile. Trebuie totuşi subliniat, că aceste valori pot să se diferențieze considerabil unele față de altele funcție de valorile parametrilor caracteristici, cum ar fi perioada proprie de oscilație sau tipul sistemului structural. Tendința predominantă, şi anume diferența mare între valorile forțelor seismice prevăzute de normele țărilor care au o experiență privind cutremurele de pământ cum sunt Noua Zeelandă şi S.U.A. pe de o parte, şi cele ale țărilor din Europa Centrală, pe de alta, este vizibilă.

3

PRINCIPII DE PROIECTARE

Prezentul capitol conține cele mai importante principii, semnificative pentru proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat și a elementelor lor. Se presupune că proiectantul stăpânește cunoștințele de bază în domeniul betonului armat și are o anumită experiență în proiectarea sistemelor structurale curente din beton armat solicitate predominant de forțe gravitaționale.

În acest domeniu se fac referiri la normele uzuale. Deducerea valorilor de calcul pentru proiectarea antiseismică se va face, apoi, pe baza normelor în vigoare pentru construcțiile din beton armat.

Pe această cale se crează condițiile prealabile pentru înțelegerea exemplelor de calcul prezentate la sfârșitul capitolelor 4 și 5. La baza acestor exemple s-a folosit normativul din Noua Zeelandă [X3] pentru betonul armat, care este relativ asemănător cu normativul american [A1] în același domeniu. Normativul este prezentat în acest capitol în măsura necesară înțelegerii regulilor de proiectare, diferite de cele uzuale în practica din Europa Centrală. Majoritatea formulelor utilizate în capitolele care tratează proiectarea folosesc valorile de calcul din normativul [X3]. Valorile corespunzătoare, calculate după alte norme, nu diferă în general în mod semnificativ de acestea deoarece avem de-a face cu aceleași materiale și principii de siguranță. În majoritatea cazurilor aceste valori pot fi utilizate cu succes.

Calculul prin metoda proiectării capacității de rezistență are următoarele particularități:

1. Calculul pentru eforturile din forțele seismice și gravitaționale se face prin compararea valorii de calcul a efortului efectiv cu valoarea de calcul a efortului capabil (nu se folosește metoda rezistențelor admisibile).
2. Redistribuțiile eforturilor secționale sunt de dorit și devin posibile atunci când părți ale sistemului structural încep să se plastifice, cum se întâmplă în cazul cutremurelor de mare intensitate. În secțiunile cele mai potrivite, alese inițial, va fi prevăzută apariția de articulații plastice. Prin redistribuții de eforturi poate fi impusă o comportare echilibrată, avantajoasă, a întregului sistem structural.
3. Energia indusă de acțiunea seismică în structura ductilă este disipată de articulațiile plastice. Aceste zone suportă, datorită mișcărilor oscilatorii ale structurii, plastificări repetate, de regulă în ambele direcții.

4. Proiectarea elementelor din beton armat trebuie să asigure plastificarea numai a zonelor prevăzute în acest sens și păstrarea marii majorități a elementelor sistemului în domeniul elastic de comportare.

Din aceste cerințe, mai severe față de cele impuse de proiectarea sistemelor structurale din beton armat supuse exclusiv forțelor gravitaționale, rezultă și cerințe corespunzătoare privind valorile de calcul.

3.1. Definiții ale ductilității

Noțiunea de ductilitate reprezintă capacitatea unui element sau a unui sistem structural de a se deforma plastic, păstrându-și neafectată capacitatea de rezistență. În funcție de punctul de vedere adoptat, local sau global, și în funcție de modul de definire a ductilității, respectiv de tipul ductilității, rezultă valori numerice foarte diferite. Acestea diferă mult atât ca valoare absolută cât și ca semnificație.

La baza diferitelor definiții, respectiv tipuri de ductilitate, se consideră totdeauna o comportare elasto-plastică ideală, chiar dacă comportarea reală se abate de la aceasta. Comportarea idealizată poate fi calculată din comportarea reală cu ajutorul principiilor prezentate în fig. 2.23.

3.1.1. Ductilitatea de deformație specifică

Pentru definirea ductilității de deformație specifică, de exemplu a unei bare de armătură, se utilizează curba caracteristică a materialului respectiv (fig. 3.1):

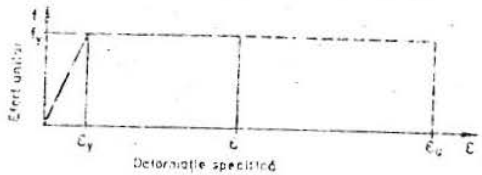


Fig. 3.1 Comportarea elasto-plastică idealizată.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}, \text{ unde } \varepsilon > \varepsilon_y \qquad (3.1)$$

Valoarea μ_ε arată cât de mare este deformația specifică a materialului față de cea de la începerea curgerii ε_y. Deformația specifică efectivă nu trebuie să depășească deformația limită de calcul (ultimă) ε_u. La oțelul pentru armături, aceasta este egală, în general, cu 0,04 (v. fig. 3.9). De aici rezultă ductilitatea limită $\varepsilon_u/\varepsilon_y$.

Cu toate că ductilitatea de material constituie baza comportării ductile a elementelor și sistemelor structurale, ea nu se utilizează direct în calculele uzuale. În cazul proiectării capacității de rezistență trebuie respectate anumite limitări, cu scopul ca deformațiile specifice apărute să nu depășească valorile limită. În general, deformația limită a oțelului pentru armături nu este epuizată nici în cazul deformărilor plastice

mari. Următoarele definiții ale ductilității raportate la secțiune sau sistem sunt mai semnificative pentru scopurile practice.

3.1.2. Ductilitatea de curbură

Pentru definirea ductilității de curbură se folosește unghiul de rotire a două secțiuni între care distanța este egală cu unitatea („curbura") (fig. 3.2). Sub acțiunea unui moment încovoietor crescător, la o anumită valoare a curburii ϕ_y (corespunzătoare $\varepsilon_s = \varepsilon_y$) începe deformarea plastică. Până la cedarea secțiunii, de obicei ca urmare a zdrobirii betonului comprimat, dacă procentul de armare nu este prea ridicat, unghiul de rotire ϕ poate crește încă mult. Cedarea din cauza ruperii armăturii întinse este rară, deoarece rotirile corespunzătoare unor deformații specifice mari (10-20 %) conduc la ruperi premature datorită unor fenomene de altă natură (efectul P–Δ).

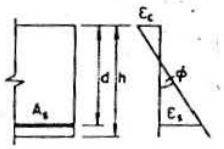


Fig. 3.2. Curbura secțiunilor de beton armat.

Ductilitatea de curbură se definește ca:

$$\mu_\phi = \frac{\phi}{\phi_y} \tag{3.2}$$

Valoarea μ_ϕ indică de câte ori curbura efectivă ϕ o depășește pe cea corespunzătoare începerii deformării plastice. Curbura efectivă ϕ nu poate depăși curbura limită ϕ_u. De aici rezultă ductilitatea de curbură limită de calcul ϕ_u/ϕ_y. Ea este în mare măsură dependentă de secțiune, de limita de curgere a armăturii și de proprietățile betonului [P1, pag. 203 și urm.].

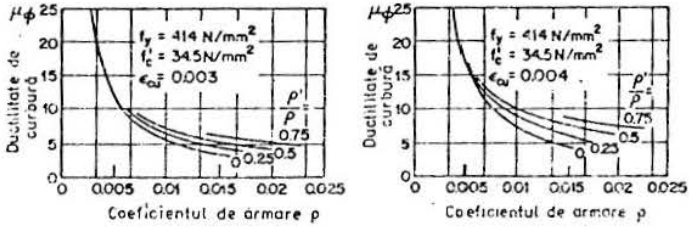


Fig. 3.3. Influența coeficientului de armare ρ, ρ' și a deformației de rupere a betonului ε_{cu} asupra ductilității limită de curbură la încovoiere pură (din [P1]).

Figura 3.3 prezintă influența cantității de armătură longitudinală și transversală asupra ductilității limită de curbură sub eforturi de încovoiere pură. Curburile limită au

fost calculate la deformații de rupere ale betonului (deformații limită) ε_{cu}=0,003 și ε_{cu}=0,004. Un procent mare de armare ρ [v. ecuația (3.20)] conduce la o ductilitate limită de curbură mai mică, iar capacitatea mare de deformare a oțelului nu poate fi exploatată decât în mică măsură. La procente de armare curente pentru grinzi ρ≤1,5 % și 0,5 < ρ'/ρ < 1,0 sunt posibile ductilități de curbură de până la aproximativ μ_ϕ = 10.

Ductilitatea limită de curbură este micșorată și de prezența forțelor axiale de compresiune.

În fig. 3.4 se poate vedea că o forță normală egală cu P=0,15 $f'_c A_g$ pentru ρ'=ρ limitează ductilitatea de curbură la μ_ϕ = 4. Valoarea corespunzătoare acesteia din fig. 3.3, egală cu ρ' = ρ = 0,010 și ε_{cu} = 0,003 reprezintă aproximativ dublul ei. Din această cauză, la stâlpi se pot obține ductilități mari numai prin creșterea deformației de rupere a betonului prin confinarea acestuia.

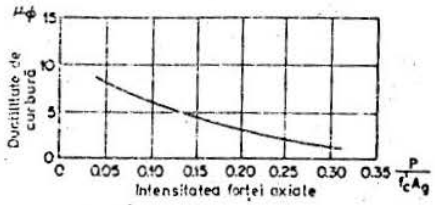


Fig. 3.4. Ductilitatea limită de curbură a unei secțiuni armate simetric în funcție de valoarea relativă a forței axiale (din [P1]).

3.1.3. Ductilitatea de rotație

Pentru definirea ductilității de rotație se utilizează unghiul de rotație θ al articulației plastice:

$$\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y}, \text{ unde } \theta > \theta_y \tag{3.3}$$

Valoarea μ_θ indică de câte ori este mai mare unghiul de rotație la care este deformată articulația, față de cel de la începerea deformației plastice θ_y. Rotația θ nu poate depăși rotația limită de calcul θ_u. Astfel se definește ductilitatea limită de rotație θ_u/θ_y.

Ductilitatea de rotație se utilizează în primul rând la calculul structurilor la care se acceptă articulații plastice punctiforme. Mărimea θ este în acest caz direct unghiul de rotație calculat.

3.1.4. Ductilitatea de deplasare

O proprietate foarte importantă a sistemului structural sau a unui element structural este ductilitatea sa de sistem sau ductilitatea totală. Aceasta, denumită ductilitate de deplasare μ_Δ, este definită ca raport de deplasări:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y}, \text{ unde } \Delta > \Delta_y \qquad (3.4)$$

Valoarea μ_Δ indică de câte ori deplasarea sistemului sau a elementului structural este mai mare decât cea de începere a deformării plastice. Deplasarea nu poate depăşi deplasarea limită de calcul Δ_u. În acest fel se defineşte ductilitatea limită de deplasare Δ_u/Δ_y [v. ecuaţia (2.8)].

La construcţiile multietajate, Δ reprezintă, în general, deplasarea orizontală la vârful sistemului structural. Trebuie subliniat, însă, că deplasarea Δ_y, considerată ca mărime de referinţă, nu corespunde începerii deformaţiei plastice în prima articulaţie plastică. Se utilizează deplasarea Δ_y, stabilită conform fig. 2.23, pentru comportarea elastoplastică idealizată. La un sistem structural complex, format, de exemplu, din cadre diferite, este dificil de prezentat momentul tipic al începerii deformaţiilor plastice, deoarece anumite articulaţii, de exemplu la baza stâlpilor, se pot manifesta foarte timpuriu, în timp ce în elementele structurale aflate la nivelurile superioare, se poate ca apariţia fisurilor să nu fie încă încheiată. Fiecare articulaţie plastică nou formată contribuie puţin la reducerea rigidităţii totale. Aceasta face să existe o trecere continuă din domeniul de comportare elastică globală la cel de comportarea plastică.

Rezultă astfel că, alegând o anumită valoare, de exemplu mai mică, a lui Δ_y, se va ajunge la ductilităţi de calcul mai mari pentru aceleaşi rotiri ale articulaţiilor plastice. La compararea datelor experimentale sau a valorilor indicate în norme, se va acorda atenţia necesară definirii începutului deformaţiilor plastice Δ_y a sistemului structural general, idealizat.

Deci "ductilitatea" înseamnă totdeauna un raport, fiind astfel o mărime relativă. La folosirea factorilor de ductilitate se va ţine permanent cont de valorile corespunzătoare absolute ale deformţiilor şi de consecinţele acestora (v. de exemplu subcapitolul 2.2.7, d).

3.1.5. Compararea ductilităţii de curbură şi de deplasare la o consolă

Ca o scurtă ilustrare a relaţiilor existente între diferitele tipuri de ductilitate, vom discuta relaţia între ductilitatea de curbură şi ductilitatea de deplasare pentru o consolă simplă, cu o forţă unică aplicată la capătul liber.

Figura 3.5 prezintă consola cu diagramele de moment încovoietor şi de curbură la începerea deformării plastice:

$$\Delta_y = \frac{F_y h^3}{3EI} \qquad (3.5)$$

$$\text{unde: } M_y = F_y h \text{ şi } \phi_y = \frac{M_y}{EI} = \frac{F_y h}{EI} = \frac{3\Delta_y}{h^2} \qquad (3.6)$$

Deplasarea plastică este de:

$$\Delta - \Delta_y = (\phi - \phi_y) l_p (h - l_p/2) \qquad (3.7)$$

Cu ductilitatea de deplasare $\mu_\Delta = \Delta/\Delta y$, rezultă ductilitatea de curbură:

$$\mu_\phi = \frac{\phi}{\phi_y} = \frac{h^2(\mu_\Delta - 1)}{3l_p(h - l_p/2)} + 1 \qquad (3.8)$$

Aici, indicele *y* [de la cuvântul englezesc "yielding"=curgere (n. trad)] corespunde începutului deformaţiei plastice a sistemului idealizat.

Lungimea zonei plastice l_p este, în general, între 0,5 şi 1,0 ori înălţumea secţiunii l_w (respectiv lăţimea peretelui structural). O ductilitate de deplasare $\mu_\Delta = 4$, pentru un element cu o zveltеţe geometrică de $h/l_w = 10$ şi $l_p = 0{,}75l_w = 0{,}075h$ necesită o ductilitate de curbură care poate fi calculată după ecuaţia (3.8), ca fiind:

$$\mu_\phi = \frac{h^2(\mu_\Delta - 1)}{3l_p(h - l_p/2)} + 1 = \frac{h^2(4-1)}{3 \cdot 0{,}075 \cdot h \cdot (h - 0{,}075 \cdot h/2)} + 1 = 14{,}9$$

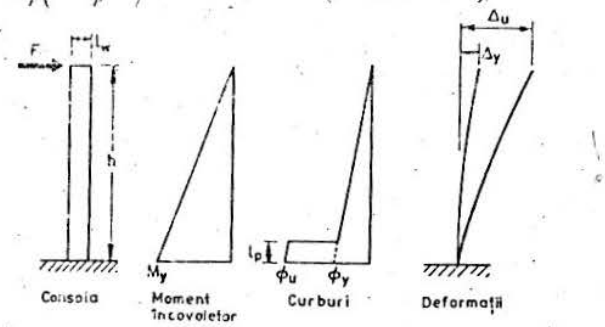


Fig. 3.5. Consola cu o forţă concentrată în starea de curgere.

În cazul unei console mai scurte, la $h/l_w = 4$, ductilitatea de curbură necesară la aceeaşi valoare a ductilităţii de deplasare ar fi de numai 9,5. Ea creşte invers proporţional cu lungimea consolei şi direct proporţional cu zveltеţea geometrică h/l_w. Trebuie reţinut că, în general, o anumită valoare a factorului de ductilitate de deplasare necesită o ductilitate de curbură mult mai mare. Raportul dintre ductilitatea necesară de curbură şi ductilitatea de deplasare depinde de geometria şi de forma structurii şi poate fi, în cazul sistemelor în cadre, deosebit de mare. Exemplul de calcul prezentat mai sus arată, de asemenea, că la compararea ductilităţilor trebuie să se acorde o atenţie deosebită definiţiei acestora şi stabilirii momentului de apariţie a deformaţiilor plastice.

Ecuaţia (3.8) este reprezentată grafic în figura 5.36 pentru pereţi structurali. În acest caz, lungimea de plastificare l_p este exprimată funcţie de lungimea peretelui l_w şi de zveltеţea peretelui h_w/l_w.

3.1.6. Verificarea ductilităţii capabile

Subcapitolul 3.1.5 prezintă relaţiile dintre diferitele tipuri de ductilitate, numite „de sistem", pentru cazul unei structuri foarte simple (consolă). În cazul general, ductilitatea de sistem exprimată printr-o ductilitate de deplasare μ_Δ caracterizează compor-

tarea globală a acestuia. Valoarea acestei ductilităţi se deduce din deformările inelastice ale tuturor zonelor plastice care se dezvoltă în întreaga structură. Ductilitatea acestor zone, exprimată prin factorul *de ductilitate de rotaţie* μ_θ sau prin *factorul de ductilitate de curbură* μ_φ este, în general, de alt ordin de mărime decât factorul de ductilitate de sistem (exprimat prin deplasări laterale) μ_Δ. Relaţia dintre ductilitatea locală şi ductilitatea globală de sistem este determinată de deformaţiile care însoţesc dezvoltarea unui mecanism plastic (v. fig. 1.3, 1.4 şi 7.2). Mărimea forţei seismice echivalente se bazează pe estimarea unor ductilităţi de sistem. Acolo unde este necesară alcătuirea constructivă a unor zone plastice potenţiale, cerinţele locale de ductilitate devin determinante.

În raţionamentele din subcapitolul 3.1, au fost luate în considerare deformaţiile produse de încărcarea statică într-o singură direcţie. Sub acţiunea seismică apar, de obicei, eforturi alternante, în două sau mai multe direcţii, care sunt definite în general ca solicitări ciclice şi conduc la curbele de histereză cunoscute (v. fig. 3.19, 4.94, 4.101, 5.26, 5.27 şi 7.6). În această situaţie este, de regulă, inevitabilă o anume reducere a rigidităţii şi a efortului capabil şi, prin aceasta, a capacităţii de disipare de energie. Evaluarea şi stabilirea reducerilor admisibile de rigiditate şi efort capabil sub acţiunea variaţiei în timp a forţelor seismice a constituit obiectul a numeroase cercetări şi discuţii. S-a dovedit însă foarte dificil sau chiar imposibil să se stabilească criterii precise, ţinând cont de perioada proprie a sistemului şi de durata probabilă a cutremurului şi, de aici, de numărul posibil de cicluri de efort, respectiv de incursiuni în domeniul plastic.

Un criteriu simplu de comportare, care nu are pretenţia de a corespunde tuturor tipurilor de cutremur, dar care se aplică relativ simplu şi a fost adaptat la necesităţile practice, a fost definit în Noua Zeelandă, pe baza încercării unor modele şi în cadrul elaborării reglilor de proiectare [X3]. Acest criteriu de comportare se formulează în felul următor:

Sistemul structural, în întregime, trebuie să fie capabil să suporte cel puţin 4 cicluri de efort, adică 8 schimbări ale semnului efortului, cu o deplasare de $\Delta_u = \mu_\Delta \Delta_y$, în toate direcţiile, la care efortul capabil la forţele orizontale nu se va micşora cu mai mult de 20 %. Deplasarea Δ_y la începutul deformaţiilor plastice se va stabili conform fig. 2.23. Ductilitatea locală a zonelor plastice potenţiale, exprimată de obicei sub forma altor tipuri de ductilitate (de curbură sau rotaţie), va corespunde ductilităţii de deplasare acceptate pentru sistemul structural în întregime.

3.2. Caracteristicile materialelor de construcţie

La calculul de dimensionare a structurilor pentru acţiunile dinamice care ajung până în domeniul plastic de comportare, în special când se aplică metoda proiectării capacităţii de rezistenţă, este necesară cunoaşterea unor valori caracteristice şi de calcul ale rezistenţei materialelor, care nu sunt indicate de obicei în normele obişnuite pentru construcţii din beton armat. Trebuie subliniat că la cutremur nu intervin încărcări (forţe), ci deplasări impuse. Eforturile secţionale avute în vedere la calcul sunt

provocate de deformaţiile elasto-plastice ale sistemului structural. Pentru a putea stabili aceste eforturi secţionale cât mai aproape de realitate, trebuie să se ţină cont de proprietăţile materialului în domeniul de comportare aşteptat.

Pentru facilitarea aplicării metodei proiectării capacităţii de rezistenţă, capitolul de faţă prezintă şi compară valorile normate din diferite ţări.

3.2.1. Mărimi caracteristice ale rezistenţei

În continuare sunt prezentate pe scurt mărimi caracteristice importante ale rezistenţei (v. subcapitolul 1.3.4).

Valoarea medie a rezistenţei (rezistenţa medie) – media statistică a rezistenţei; se utilizează, de exemplu, la calculele bazate pe încercări.

Valoarea nominală a rezistenţei (rezistenţa nominală) – valoare a rezistenţei sub care pot apărea valori cu o anumită probabilitate, de ex. de 16 %, 9 % sau 2 %; se utilizează, în general, la definirea standardizată a materialelor.

Valoarea minimă a rezistenţei (rezistenţa minimă) – valoare minimă sub care nu trebuie să se înregistreze valori la un număr prescris de probe; în unele norme este stabilită o valoare absolută sau în raport cu rezistenţa nominală, pentru a stabili limita inferioară acceptată a rezistenţei materialului.

Valoarea de calcul a rezistenţei (rezistenţa de calcul) – este egală, după caz, cu rezistenţa nominală, rezistenţa minimă sau cu o valoare mai mică dedusă din aceasta; se utilizează la stabilirea efortului capabil.

Suprarezistenţa – rezistenţa medie apărută la deformaţii mari; este raportată, de obicei, la rezistenţa de calcul; cuprinde de asemenea diferenţa dintre rezistenţa de calcul şi rezistenţa medie, cât şi posibila influenţă a consolidării.

3.2.2. Oţelul de armătură

Pentru proiectarea capacităţii de rezistenţă nu se utilizează numai valorile de calcul ale rezistenţei, ci şi suprarezistenţele apărute la deformaţii mari. Factorul de suprarezistenţă [v. ecuaţia (1.13)] al oţelului de armătură se defineşte după cum urmează:

$$\lambda_o = \frac{f_{o,y}}{f_y} \tag{3.9}$$

unde: $f_{o,y}$ este efortul unitar al oţelului corespunzător suprarezistenţei;
f_y – valoarea de calcul a limitei de curgere (rezistenţa de calcul).

În cele ce urmează sunt prezentate mărimile importante ale sortimentelor de oţeluri de armătură care sunt utilizate în exemplele din capitolele 4 şi 5. În continuare este prezentat modul de stabilire a valorilor rezistenţelor corespunzătoare pentru oţelurile din Europa.

a) Sortimente de oţeluri şi limitele de curgere

Oţelurile de armătură din Noua Zeelandă şi din ţările Europei Centrale diferă considerabil, fapt pentru care le vom descrie în două subcapitole diferite.

1. Oţelul de armătură neozeelandez

În Noua Zeelandă se folosesc, în principal, două sortimente de oţeluri de armătură cu o limită de curgere relativ scăzută, respectiv medie (H: high), dar cu o capacitate mare de deformare. Ambele sortimente de oţel se produc atât sub formă de bare nervurate (D: deformed), cât şi sub formă de bare rotunde (R: round), cele cu diametru mai mic folosindu-se la confecţionarea de etrieri. Factorul de suprarezistenţă λ_o pentru utilizarea normală a ambelor sortimente de oţel este dat în comentariul la normă. În cazurile speciale (folosirea oţelului de import etc.), acesta va trebui determinat pe bază de încercări. Tabelul din fig. 3.6 indică valorile tipice pentru valoarea de calcul a limitei de curgere şi factorii de suprarezistenţă.

Sortiment de oţel	Valoare de calcul f_y [N/mm^2]	Factorul de suprarezistenţă λ_o
R şi D	275	1,25
HR şi HD	380	1,40

Fig. 3.6. Valoarea de calcul a limitei de curgere şi factorul de suprarezistenţă pentru oţelurile de armătură din Noua Zeelandă (după [X3]).

Avantajul oţelurilor livrate ca bare nervurate D şi HD cu limită relativ joasă de curgere constă în aceea că forţele relativ mici de curgere, manifestate de obicei ciclic, sub formă de forţe alternante întindere/compresiune pot fi transferate bine la beton prin aderenţă. Această proprietate este foarte importantă, în special la alcătuirea nodurilor de cadre, unde ancorajul reprezintă condiţia determinantă.

2. Oţelul pentru armături din Europa

În majoritatea ţărilor din spaţiul Europei Centrale, se utilizează cam aceleaşi calităţi de oţeluri pentru armături. Din această cauză, se utilizează următoarele oţeluri şi denumiri conform DIN 488 Partea 1 (valori de calcul conf. DIN 1047:1978, Germania) şi SIA 162:1986 (Elveţia). Tabelul din fig. 3.7 prezintă o trecere în revistă a celor mai uzuale oţeluri profilate de armătură din aceste două ţări. Pe baza proprietăţilor de material indicate, ar trebui să fie posibilă identificarea oţelurilor definite după alte norme, de exemplu în cazul exportului de servicii inginereşti.

b) Stabilirea factorului de suprarezistenţă

Metoda proiectării capacităţii de rezistenţă necesită determinarea forţelor maxime ce pot apărea în cazul dezvoltării unor valori aşteptate ale deformaţiilor. Pentru stabilirea acestora se foloseşte suprarezistenţa care reuneşte următoarele două aspecte:

1. Valoarea medie a limitei de curgere a oţelului pentru armături este simţitor mai mare decât rezistenţa de calcul corespunzător limitei de curgere, folosită pentru verificarea capacităţii de rezistenţă. Raportul acestor două valori corespunde factorului Φ_m (v. subcapitolul 1.3.4, b).

2. La deformaţii postelastice mari, se produce o consolidare care depăşeşte limita de curgere.

Sortimentul de oţel	Modul de fabricare	Limita de curgere, [N/mm^2]	
		Valoarea nominală[a]	Valoarea de calcul[b]
SIA : S500a	Oţel normal	500[c]	460
SIA : S500b	Deformat la rece	500[c]	460
SIA : S500c	Ameliorat	500[c]	460
SIA : S500d	Trefilat[d]	500[c]	460
DIN : III S[e]	Sudabil	420	420
DIN : III S[e]	Sudabil	500	500

[a] Fractil 5%;
[b] Denumită în lucrarea de faţă rezistenţă de calcul;
[c] Valoarea minimă absolută a tuturor probelor ≥ 460 N/mm^2;
[d] Diametrul 6 – 12;
[e] Conform variantei definitive DIN 488, Partea 1 (1986).

Fig. 3.7. Valorile nominale şi de calcul (rezistenţa de calcul) ale limitei de curgere a oţelurilor europene pentru armături.

Factorul de suprarezistenţă λ_o (v. subcapitolul 1.3.4, c), ca raport al suprarezistenţei înregistrate la deformaţii mari la valoarea de calcul a limitei de curgere poate fi stabilit cu aproximaţie printr-un număr reprezentativ de încercări la tracţiune. Pentru aceasta se poate apela la laboratoarele oficiale de încercări, la biroul de control al calităţii din uzina producătoare sau la încercări speciale pentru stabilirea curbei caracteristice pe baza valorilor medii pentru sortimentul respectiv de oţel.

Articulaţiile plastice ale sistemelor structurale ductile vor fi solicitate până în domeniul lui $\mu_\phi = 10–20$. Aceasta corespunde, în cazul dimensiunilor uzuale ale secţiunilor, unor deformaţii specifice ale oţelului de $\varepsilon_s \approx (10–20)\varepsilon_y \approx 2–4$ %. Din curbele caracteristice medii se pot citi eforturile unitare ale oţelului la deformaţii specifice de 2 % şi 4 %. Creşterea, ca urmare a vitezei ceva mai mari de solicitare în cazul cutremurelor, în comparaţie cu încercarea standard, este relativ mică şi poate fi neglijată.

De exemplu, conform [E2], oţelul pentru armături produs în prezent în Elveţia are proprietăţile prezentate în tabelul din figura 3.8. Prima parte a suprarezistenţei poate fi dedusă din relaţia dintre valoarea medie şi valoarea de calcul a limitei de curgere ($\phi_m \approx 1{,}20$). Partea a doua, adică partea corespunzătoare consolidării, se determină cu ajutorul curbei caracteristice tipice pentru oţelurile din ambele sortimente S500c (circa 3/4 din consumul elveţian în 1989) şi S500a, prezentate în figura 3.9. Forma diagramei obţinute pentru barele cu diametrul de 12 mm poate fi considerată reprezentativă şi pentru diametre mai mari.

De aici se determină raportul dintre eforturile unitare ale oţelului la deformaţii de 2 % şi 4 % şi limita de curgere.

– Oţel S500a:

$$\lambda_o(2\,\%) = \frac{550 \cdot 570}{460 \cdot 554} = 1{,}23 \quad \text{şi} \quad \lambda_o(4\,\%) = \frac{550 \cdot 655}{460 \cdot 554} = 1{,}41$$

Sortimentul oţelului de armare	Limita de curgere		Rezistenţa la tracţiune	
	f_y a), [N/mm²]	s b), [N/mm²]	f_t a), [N/mm²]	s a), [N/mm²]
S500a	550	20	710	30
S500c	550	20	630	15
S500d	545	20	600	10

a) Valoare medie; b) Abatere standard

Fig. 3.8. Limita de curgere şi rezistenţa la tracţiune precum şi abaterile standard la oţelurile pentru armături din Elveţia [E2].

– Oţel S500c:

$$\lambda_o(2\,\%) = \frac{550 \cdot 540}{460 \cdot 546} = 1{,}18 \quad \text{şi} \quad \lambda_o(4\,\%) = \frac{550 \cdot 580}{460 \cdot 546} = 1{,}27$$

Pentru sistemele structurale ductile se poate utiliza valoarea medie pentru deformaţiile specifice de 2 % şi 4 %, de exemplu:

– pentru oţelul S500a: $\lambda_o = 1{,}32$

– pentru oţelul S500c: $\lambda_o = 1{,}23$.

La sisteme structurale cu ductilitate limitată se pot utiliza valorile pentru o deformaţie specifică de 2 %.

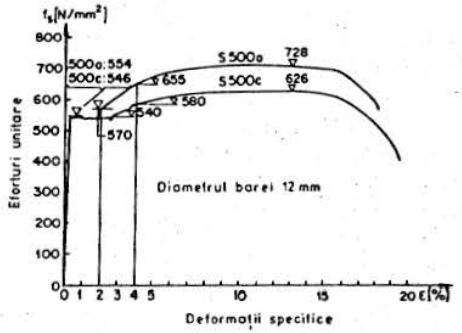


Fig. 3.9. Curba caracteristică la oţeluri pentru armături naturale (S500a) şi ameliorate (S500c) (după [E2])

În continuare se arată faptul că folosirea oţelurilor cu limită înaltă de curgere şi/sau factor de suprarezistenţă λ_o mare poate avea efecte nefavorabile, întrucât forţele corespunzătoare stadiului de formare a articulaţiilor plastice pot deveni destul de mari. O urmare a acestui fapt poate fi aceea că, pentru transferarea forţelor dezvoltate în armături la beton, este necesară o lungime mare de ancoraj sau măsuri speciale, ceea ce poate conduce la dificultăţi în special la nodurile cadrelor (v. subcapitolul 4.7.4, h). Din acest motiv este important să se asigure, prin controlul de calitate, ca oţelul folosit pentru armături să corespundă din punct de vedere calitativ celui prevăzut prin proiect. În

nici un caz nu se va folosi în zona articulaţiilor plastice un oţel cu limită de curgere sau factor de suprarezistenţă mai mare.

c) Comportarea la eforturi ciclice

La prima încărcare, modulul de elasticitate al oţelului pentru armături este de aproximativ 210 000 N/mm². Figura 3.10 prezintă comportarea la solicitări repetate la tracţiune, până la curgere. La deformaţii mai mari, limita de curgere creşte peste valoarea iniţială f_y (consolidare). La scăderea şi apoi la repetarea creşterii efortului, rămâne acelaşi modul de elasticitate E_s. La solicitări ciclice de întindere şi compresiune până la atingerea domeniului postelastic se manifestă efectele cunoscute, descoperite de *Bauschinger*.

1. Deformaţiile ciclice până la atingerea curgerii, atât la întindere cât şi la compresiune, conduc la o scădere a modulului de elasticitate al oţelului (v. fig. 3.10,*c*).
2. La deformaţii ciclice care produc curgere prin compresiune, limita de curgere creşte peste cea constatată la efortul monodirecţional de întindere (v. fig. 3.10,*c*).

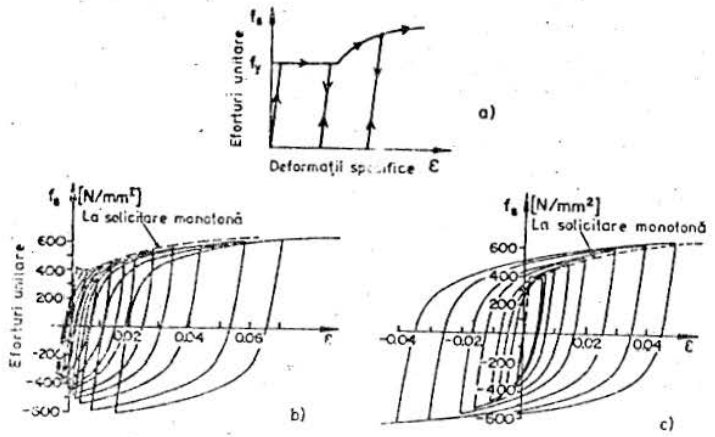


Fig. 3.10. Influenţa efortului repetat până la limita de curgere a oţelului pentru armături: *a* – efort repetat de tracţiune (de ex. solicitarea etrierilor [P1]); *b* – solicitare la întindere-compresiune asimetrică; *c* – simetrică [P45].

Sub eforturi ciclice repetate însoţite de curgere se va ţine cont de o creştere considerabilă a deformaţiilor, ca urmare a scăderii modulului de elasticitate.

3.2.3. Betonul

Pentru calculul elementelor structurale din beton armat la eforturi dinamice până în domeniul postelastic este necesar a preciza, şi pentru beton, mărimi caracteristice care depăşesc valorile utilizate pentru calculul acestor elemente la încărcări gravitaţionale. Întrucât calitatea betonului este definită în mod diferit de la ţară la ţară,

înțelegerea corectă a corelațiilor corespunzătoare este necesară în special pentru aplicațiile internaționale.

a) Clase de beton și rezistențe

În general, se definesc diferitele proprietăți mecanice ale betonului funcție de rezistența lui la compresiune. Valoarea nominală (normată) se stabilește, de regulă, la o vârstă a betonului de 28 de zile. Epruvetele, metodele de încercare și fractilii pentru stabilirea valorii nominale diferă de la țară la țară. Tabelul prezentat în figura 3.11 oferă o trecere în revistă a definițiilor folosite în câteva țări. Frecvent, definiția este completată de date suplimentare, cum ar fi o valoare minimă absolută pentru toate epruvetele, reprezentând, de exemplu, 85 % din valoarea nominală, sau indicarea abaterii standard maxim admisibile.

Țara și normativul	Epruveta	Valoarea nominală
Germania [X15]	cub de 200 mm	β_{wN} – Valoare fractil: 5%
Elveția [X13]	cub	$f_{cw,min}$ – Valoare fractil: 2%
Noua Zeelandă [X5]	cilindru ($L = 2D$),	f'_c – Valoare fractil: 5%
	$D = 150$ mm, $L = 300$ mm respectiv	– Valoare fractil: 0,5% + 3,5 N/mm²; sau valoare fractil: 0,5% / 0,85

Fig. 3.11. Definirea valorii nominale a rezistenței betonului.

Pentru compararea rezistențelor definite de diferitele normative, considerăm relația dintre rezistența la compresiune a cilindrului și a cubului, ca fiind:

$$f'_c = 0{,}90 f_{cw} \tag{3.10}$$

Cu ajutorul acesteia și cu definiția valorilor fractil din fig. 3.11 se pot stabili relațiile de transformare reprezentate în fig. 3.12. Cu ajutorul lor se poate calcula rezistența nominală utilizată în lucrarea de față, f'_c (valoarea de calcul a rezistenței la compresiune a cilindrului) pentru clasa de beton având rezistența nominală β_{wN}, respectiv $f_{cw,min}$ și o abatere standard s_w (rezistența la compresiune a cubului).

Pentru exemplul de calcul, în aceeași fig. 3.12 s-a considerat un beton uzual în construcțiile înalte, cu următoarele proprietăți:

- valoarea medie a rezistenței la compresiune a cilindrului $f'_{cm} = 41{,}6$ N/mm²
- abaterea standard a rezistenței la compresiune a cilindrului $s_z = 4{,}0$ N/mm²

Pentru abaterea standard a rezistenței la compresiune a cubului, obținem din relația (3.10) $s_w = s_z/0{,}9 = 4{,}5$ N/mm². Cu datele de mai sus obținem valoarea nominală utilizată cel mai frecvent în exemplele din capitolul de calcul pentru rezistența la compresiune a cilindrului, egală cu $f'_c = 35{,}0$ N/mm². Ea corespunde valorii nominale a rezistenței la compresiune a cubului, conform DIN, de $\beta_{wN} = 38{,}9$ N/mm² și conform SIA, $f_{cw,min} = 37{,}1$ N/mm². Diferențele dintre rezistențele nominale sunt, în consecință, relativ mici în condițiile de mai sus, în ciuda definirii diferite. Diferențe mai mari rezultă pentru eforturile unitare de compresiune, care se iau în calculul zonelor care se

rup prin încovoiere (pentru exemplul de mai sus: pentru Noua Zeelandă $f_c = = 0{,}85 f'_c = 29{,}8$ N/mm², pentru Elveția $f_c = 0{,}65 f_{cw,min} = 24{,}1$ N/mm²).

Țara	Relația de calcul[a)]	Exemplu numeric
Germania	$f'_c = 0{,}90\,\beta_{wN}$	$\beta_{wN} = 38{,}9$ N/mm²
Elveția	$f'_c = 0{,}90\left(f_{cw,min} + 0{,}40 s_w\right)$	$f_{cw,min} = 37{,}1$ N/mm²
Noua Zeelandă	$f'_c = f'_{cm} - 1{,}65 s_z$	$f'_c = 35{,}0$ N/mm²

a) Relații pentru valoarea fractil de 5%.

Fig. 3.12. Compararea valorilor nominale ale rezistenței betonului conform diferitelor norme.

- Rezistența betonului la întindere este relativ mică. Ea este importantă pentru stadiul de apariție a fisurilor, dar nu are o influență semnificativă asupra capacității de rezistență a elementelor ductile. În capitolele de calcul ale prezentei lucrări sunt folosite următoarele valori limită pentru rezistența la întindere a epruvetelor încercate la încovoiere:

$$f_{ct} = 0{,}65\sqrt{f'_c} \quad \left[\mathrm{N/mm^2}\right] \tag{3.11}$$

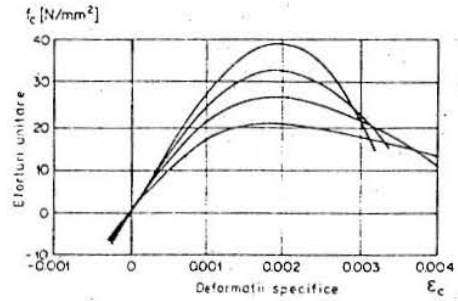


Fig. 3.13. Curba caracteristică a betonului simplu sub efort monoaxial (după [P1]).

b) Efectul confinării

Comportarea betonului simplu la solicitarea monoaxială de compresiune este în general cunoscută. Fig. 3.13 prezintă curbele caracteristice pentru acest caz. Betonul prezintă, în comparație cu oțelul pentru armături, o comportare relativ casantă. Dacă prin alcătuirea elementelor din beton armat se urmărește ca ruperea să fie controlată de armături și nu de rezistența la compresiune a betonului, poate fi realizată o ductilitate relativ importantă și pentru aceste elemente. În acest sens, prevederea unei armături de confinare, transversal pe direcția efortului principal de compresiune, are o importanță deosebită în comportarea inelastică a sistemelor structurale din beton armat sub acțiuni seismice. Ea limitează umflarea transversală a betonului, generând o stare de tensiune multiaxială. Atât rezistența cât și ductilitatea elementului cresc mult prin prezența

armăturilor transversale și longitudinale așezate în mod corespunzător. Acest efect este deosebit de important în zonele plastice ale stâlpilor și pereților structurali, unde betonul este supus unor eforturi mari de compresiune.

Scopul principal al armăturilor de confinare este de a asigura ductilitatea zonelor elementului solicitate puternic la compresiune, mai ales atunci când această ductilitate este deosebit de importantă pentru comportarea globală a structurii. Armătura transversală de confinare se realizează, pentru secțiuni circulare, din frete circulare sau din etrieri circulari, iar la elementele cu secțiune dreptunghiulară din etrieri, de obicei multipli, și agrafe (fig. 3.14).

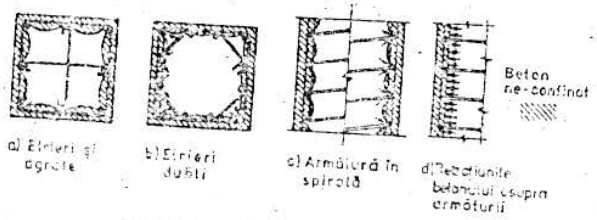


Fig. 3.14. Confinarea betonului (după [P45])

Prin aceasta se asigură, la eforturi unitare apropiate de rezistența la compresiune f'_c a betonului simplu, limitarea umflării laterale a acestuia. De exemplu, din armătura de confinare a stâlpilor fac parte, în sens mai larg, și barele verticale de armătură suficient de apropiate unele față de altele și legate, la rândul lor, prin etrieri și agrafe. După desprinderea stratului de acoperire, miezul (inima) de beton este legat pe direcție transversală de către barele verticale relativ rigide de armătură, formându-se zone în formă de arc (v. fig.3.14,*a*, *b* și *d*). În cazul secțiunilor circulare, armătura de confinare sub formă de fretă spirală crecază un efect de arc vertical (fig. 3.14,*c*). Printr-o dispunere apropiată a barelor verticale, legate de-a lungul perimetrului stâlpului, secțiunea confinată crește, obținându-se și un spor substanțial de capacitate de rezistență precum și de deformație limită. Regulile corespunzătoare de dimensionare sunt prezentate în subcapitolul 4.5.10, c.

Confinarea cu frete circulare nu face deci posibilă numai creșterea deformației limită cu sporul corespunzător de ductilitate, ci mărește, de asemenea, considerabil rezistența betonului la compresiune. Fig. 3.15 prezintă curbe caracteristice pentru betonul confinat în raport cu cel simplu. Rezistența betonului la compresiune f'_{cc} crește cu cantitatea de armătură de confinare până la aproximativ dublul rezistenței betonului simplu f'_c. Scurtarea maximă ε_{cu} în momentul ruperii etrierului de confinare reprezintă aproximativ de zece ori scurtarea ε_{co} la f'_c. Din acest motiv, putem fi siguri că la un stâlp, capacitatea de rezistență nu scade, chiar și în cazul desprinderii unor porțiuni mari de beton din secțiune.

Cu etrieri se pot atinge deformații limită ale betonului de peste 0,03, iar prin utilizarea fretelor circulare chiar dublul acesteia. Scurtarea maximă este dată de

ruperea armăturii de confinare (armătura transversală). Comportarea betonului confinat poate fi de asemenea calculată [P52].

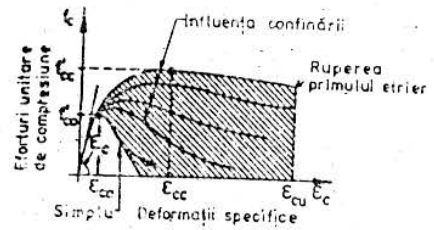


Fig. 3.15. Influența confinării asupra comportării betonului [M13].

Fig. 3.16,*a* prezintă curbe ce demonstrează influența extrem de mare a unei armături puternice în spirală asupra comportării stâlpilor circulari sub forța axială. Un exemplu similar al unui stâlp cu secțiune pătrată și etrieri rectangulari este prezentat în fig. 3.16,*b*. În acest caz, prima rupere de etrier a apărut la o scurtare specifică de aproximativ 0,035; adică la de zece ori valoarea înregistrată pe un cilindru nearmat.

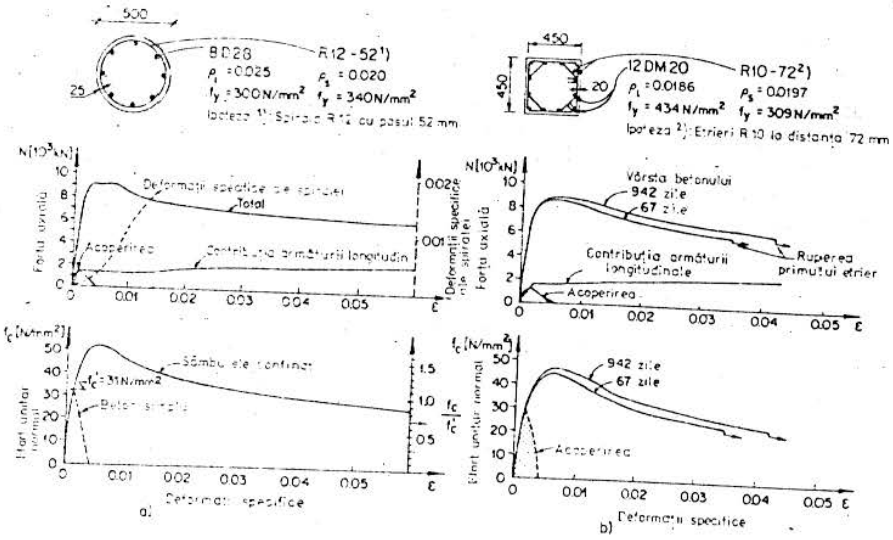


Fig. 3.16. Comportarea secțiunilor confinate de stâlpi:
a – secțiune circulară cu armătură în spirală; *b* – secțiune pătrată cu etrieri (după [P52]).

3.3. Rezistența secțiunii

Pornind de la caracteristicile mecanice ale materialelor descrise anterior și de la comportarea, în general cunoscută, a elementelor din beton armat sub acțiunea forțelor

gravitaționale, în capitolul următor se vor examina aspecte specifice ale secțiunilor solicitate de acțiuni seismice.

3.3.1. Încovoiere pură

Secțiunile din beton armat solicitate la încovoiere, simplu armate, pot fi utilizate numai atunci când sub acțiunile seismice nu se poate produce o inversare de efort. Acesta este cazul plăcilor pentru planșee și, rareori, chiar și al unor grinzi. În general, însă, elementele solicitate de acțiuni seismice sunt prevăzute cu armături duble.

Stabilirea momentului capabil se face, în mod tradițional, acceptând ipoteza secțiunilor plane, neglijând rezistența la întindere a betonului și considerând legi constitutive simplificate (curbe caracteristice) ale materialelor. Distribuția reală a eforturilor unitare de compresiune în beton poate fi înlocuită cu destul de mare precizie cu un bloc prismatic de compresiuni. Blocul echivalent de compresiuni se stabilește din condiția ca poziția și mărimea forței de compresiune a betonului să rămână aceleași cu ale distribuției reale.

Înălțimea blocului de compresiuni cu efort unitar constant al betonului de $0{,}85\,f_c'$ (v. fig.3.17,*c*) este de $a=\beta_1 c$, din care rezultă forța totală de compresiune în beton C_c de:

$$C_c = 0{,}85 f_c' \beta_1 c b \tag{3.12}$$

unde: β_1 = 0,85 – 0,008 (f_c' – 30 N/mm^2), totuși $0{,}65 < \beta_1 < 0{,}85$

c – înălțimea zonei comprimate (distanța între axa neutră și fibra extremă comprimată);

b – lățimea zonei comprimate.

De aici rezultă mărimea contribuției betonului, la momentul capabil al secțiunii:

$$M_c = C_c(d - 0{,}5a) \tag{3.13}$$

Contribuția armăturii comprimate este:

$$M_s = C_s(d - d') \tag{3.14}$$

unde $C_s = f_s' A_s'$ și $f_s' \le f_y$.

Condiția de echilibru, cu forța totală în armătură $T = f_y A_y$ este:

$$C_c + C_s - T = 0 \tag{3.15}$$

Cu aceasta pot fi stabilite mărimile c, a, deformația specifică și efortul unitar în armătura comprimată și valoarea lui C_s. Momentul capabil al secțiunii este:

$$M_i = M_c + M_s \tag{3.16}$$

Dacă se neglijează influența armăturii comprimate (M_s=0), atunci avem:

$$T = A_s f_y = C_c = 0{,}85 f_c' ab \tag{3.17}$$

De aici rezultă înălțimea zonei comprimate:

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f_c' b} \tag{3.18}$$

și $M_i = T(d - a/2)$ (3.19)

Ruperea secțiunii este asociată, în general, cu atingerea scurtării limită a fibrei externe de beton ε_{cu} (adică 0,003–0,004) (v. fig. 3.17). Pentru asigurarea unei ductilități minime și în zonele din afara articulațiilor plastice, trebuie ca armătura întinsă, înainte de cedarea secțiunii, să îndeplinească relația ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$). Aceasta se asigură prin limitarea înălțimii zonei comprimate c, respectiv a coeficientului de armare. Se ajunge la așa-numitul coeficient (respectiv procent) maxim de armare, atunci când se atinge scurtarea limită a betonului comprimat concomitent cu intrarea în curgere a armăturii întinse ($\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y/E_s$).

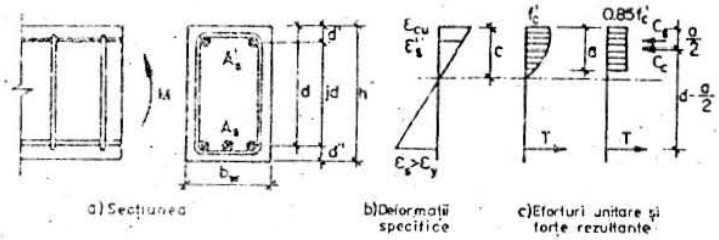


Fig. 3.17. Secțiune de beton dublu armată.

La secțiunile dublu armate, armătura comprimată A_s' este de obicei mai mică decât armătura întinsă A_s (v. fig. 3.17). În elementele supuse acțiunilor seismice se produc solicitări de semn contrar, mai mult sau mai puțin pronunțate, în funcție de nivelul forțelor gravitaționale. La forțe gravitaționale mici, poate rezulta din această cauză necesitatea unei armări simetrice ($A_s' = A_s$).

Armătura longitudinală comprimată preia o parte din eforturile de compresiune, ceea ce conduce la o comportare mult mai ductilă decât în cazul secțiunilor simplu armate. Fig. 3.3 prezintă ductilitatea limită de curbură pentru coeficienți diferiți de armare ρ' și două scurtări limită ale betonului ε_{cu}, unde ρ și ρ' se definesc cu ajutorul lățimii secțiunii b_w:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \tag{3.20}$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b_w d} \tag{3.21}$$

Și în cazurile în care eforturile secționale din încărcările gravitaționale nu schimbă semnul ca urmare a acțiunilor seismice în zonele articulațiilor plastice potențiale, se va prevedea o armare minimă comprimată egală cu $\rho' \ge 0{,}5\rho$. În grinzile cu secțiuni în T, ale căror aripi nu sunt niciodată supuse unor eforturi de tracțiune, este suficientă o armătură comprimată egală cu $\rho' \ge 0{,}25\rho$. Prin aceasta, înălțimea zonei comprimate poate fi menținută mică, ceea ce asigură ductilități mari de curbură fără cedarea prematură a betonului comprimat. Regulile de alcătuire constructivă a cadrelor (v. capitolul 4) se bazează pe ipoteza realizării unei ductilități medii de curbură în

articulațiile plastice, de aproximativ $\mu_\phi = 12$. Încercările de laborator au demonstrat că în articulațiile plastice ale grinzilor armate în acest mod, se obțin ușor valori ale ductilității de curbură $\mu_\phi = 16$, la mai multe cicluri de solicitare.

Dimensionarea grinzilor pentru solicitări ciclice trebuie rezolvată astfel încât să nu se impună cerințe mari privind ductilitatea betonului. La solicitări ciclice în domeniul postelastic, betonul este avariat treptat; cauza principală a cedării secțiunii o constituie, totuși, faptul că barele comprimate de armătură flambează și ca urmare a scăderii modulului mediu de elasticitate (efectul *Bauschinger*, v. Fig 3.10), în pofida prezenței etrierilor. Distrugerea progresivă a betonului din inima grinzii în zona articulațiilor plastice are, în special, următoarele cauze:

- inversarea ciclică a forței tăietoare;
- formarea fisurilor înclinate în ambele direcții; prin deschiderea și închiderea fisurilor, structura betonului se deteriorează;
- deteriorarea aderenței oțel-beton ca urmare a deformațiilor specifice mari ale oțelului;
- stratul de acoperire cu beton se desprinde ca urmare a lunecării armăturilor longitudinale;
- efectul de dom al armăturilor longitudinale face ca betonul să se desprindă de acestea,
- barele de armătură care flambează produc deteriorarea zonelor comprimate de beton.

Întrucât în timpul solicitărilor ciclice în domeniul postelastic proprietățile mecanice ale materialelor ce alcătuiesc secțiunile dublu armate devin foarte variabile, de exemplu ca urmare a efectului *Bauschinger*, este nejustificată calcularea foarte precisă și laborioasă a secțiunii. Un procedeu acceptabil, aplicat în capitolul următor, folosește ca braț de pârghie al eforturilor interioare distanța dintre armătura întinsă și cea comprimată (d-d' în fig. 3.17). Din acest motiv, momentul capabil al grinzilor se calculează pentru solicitările seismice, în felul următor.

$$M_i = A_s f_y (h-d'-d'') \tag{3.22}$$

$$M'_i = A'_s f_y (h-d'-d'') \tag{3.23}$$

Pentru suprarezistența la încovoiere M_o în articulațiile plastice potențiale ale unei grinzi, se înlocuiește pur și simplu limita de plastificare f_y cu produsul $\lambda_o f_y$ (v. subcapitolul 3.2.2, b) și avem:

$$M_o = \lambda_o M_i \tag{3.24}$$

3.3.2. Încovoiere cu forță axială

a) Stâlpi

Secțiunile de tipul celor prezentate în fig. 3.18, solicitate la încovoiere cu forță axială de compresiune, trebuie să mobilizeze o zonă comprimată mai întinsă (fig. 3.18,*d*) decât în cazul încovoierii pure (fig. 3.18,*c*). Din acest motiv, la aceeași scurtare limită a fibrei externe de beton ε_{cu} (în general 0,003-0,004), la ruperea secțiunii se înregistrează o curbură mai mică (v. fig. 3.18,*b*: $\phi_d < \phi_c$). Figura 3.4 arată că ductilitatea

de curbură scade mult la creșterea forței axiale de compresiune. De aici, rezultă că rotirile în articulațiile plastice ale stâlpilor trebuie limitate corespunzător, pentru a preveni cedarea casantă ca urmare a ruperii betonului. Din fig. 3.15 se poate vedea, totuși, că ductilitatea betonului poate fi în mare măsură îmbunătățită prin confinare. Ductilitatea de curbură a secțiunilor solicitate la încovoiere cu forță axială de compresiune poate fi în mod corespunzător mărită prin confinare. Conform fig. 3.18, *b* curbura capabilă ϕ_c poate deveni aproximativ egală cu cea a secțiunii neconfinate supuse la încovoiere pură ϕ_o.

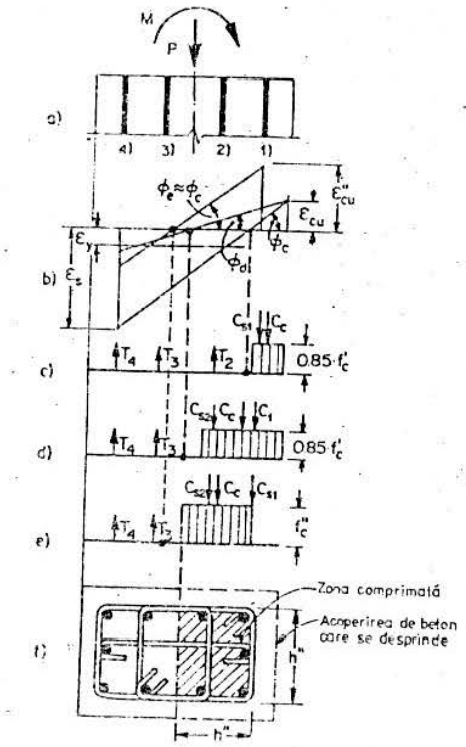


Fig. 3.18. Distribuția eforturilor unitare și a deformațiilor specifice în articulațiile plastice ale stâlpilor.

Dacă scurtarea limită a betonului, egală cu aproximativ 0,004, este depășită, stratul de acoperire a armăturii se desprinde, iar distribuția eforturilor unitare medii din beton se modifică, conform celor arătate în fig. 3.18, *e*. Întrucât betonul din inima elementului este confinat, efortul din această zonă poate crește de la $0{,}85 f'_c$ la f''_c. Scurtarea fibrei externe de beton ajunge la ε''_{cu}, putând fi astfel atinse, conform fig. 3.18, *b*, ductilități de curbură foarte mari. Atunci când forța axială de compresiune este

relativ mare, rezistența la încovoiere a secțiunii poate fi mai mare (fig. 3.18,*e*) decât înainte de desprinderea stratului de acoperire cu beton (fig. 3.18,*d*).

Creşterea rezistenței la încovoiere a secțiunilor confinate ale stâlpilor nu a fost considerată în normele de până acum, iar dimensionarea se face admițând distribuția eforturilor prezentată în fig. 3.18,*c* şi *d*, cu care se pot aplica diagramele uzuale de interacțiune (v. fig. 4.115). Dacă este necesară determinarea suprarezistenței la încovoiere a unei articulații plastice potențiale în secțiuni cu o forță axială mare, atunci, alături de suprarezistența oțelului de armătură se va ține cont şi de suprarezistența betonului (fig. 3.20).

[X3] prezintă indicații privind dimensionarea armăturii de confinare obținute pe baza unor studii aprofundate şi a numeroase încercări. Valorile de calcul cele mai importante în acest context sunt proprietățile materialelor, scurtarea maximă impusă a betonului ε''_{cu} şi volumul betonului confinat. Atât suprafața confinată cât şi ductilitatea depind foarte mult de forța axială de compresiune existentă. Pentru luarea în considerație a acestor elemente este indicată folosirea parametrului $P_u/(f'_c A_g)$. Rolul armăturii de confinare este acela de a menține rezistența la încovoiere a secțiunii la valori corespunzătoare în cazul creşterii rotirii în articulația plastică a stâlpului.

Armătura necesară *de confinare în zona articulațiilor plastice potențiale* se estimează în felul următor [X3].

1.Pentru stâlpi rotunzi cu armătură în formă de fretă spirală

$$\rho_s = m_s \frac{f'_c}{f_{yh}}\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{P_u}{\Phi f'_c A_g}\right) \tag{3.25}$$

$$0{,}12 \le m_s \ge 0{,}45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \tag{3.26}$$

unde: ρ_s este raportul între volumul armăturii în spirală şi volumul betonului confinat:

$$\rho_s = \frac{A_{sp}\pi d_s}{s\pi\left(d_s/2\right)^2} = \frac{4A_{sp}}{sd_s} \tag{3.27}$$

A_{sp} – secțiunea armăturii în spirală;
A_g – aria secțiunii de beton;
A_c – aria secțiunii de beton confinate de armătura în spirală (muchia exterioară);
f'_c – valoarea de calcul a rezistenței betonului la compresiune;
f_{yh} – valoarea de calcul a tensiunii de curgere a armăturii în fretă;
m_s – ia în considerație influența raportului A_g/A_c (pentru fretă);
P_u – forța axială de compresiune în stâlp, conform ecuațiilor (1.6) – (1.9);
d_s – diametrul fretei;
s – pasul fretei;
Φ – factor de reducere a rezistenței (v. subcapitolul 1.3.4, a).

2. Pentru stâlpi dreptunghiulari cu etrieri şi agrafe

$$A_{sh} = m_r \frac{f'_c}{f_{yh}}\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{P_u}{\Phi f'_c A_g}\right) s_h h'' \tag{3.28}$$

unde

$$0{,}12 \le m_r \ge 0{,}3\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \tag{3.29}$$

A_{sh} – secțiunea etrierilor agrafelor pe fiecare direcție principală;
A_g – aria secțiunii de beton;
A_c – aria de beton confinată de etrieri şi agrafe (muchiile lor exterioare);
m_r – ia în considerație influența raportului A_g/A_c (pentru etrieri şi agrafe);
s_h – distanța verticală între straturile de etrieri orizontali şi agrafe;
h'' – lățimea suprafeței secțiunii de beton confinate (până la muchia exterioară a etrierilor) măsurată perpendicular pe laturile etrierilor şi agrafe (v. fig. 3.18).

Restul notațiilor corespund celor indicate pentru stâlpii circulari.

Aceste ecuații sunt aplicate în subcapitolele 4.5.10 şi 4.5.11.

Fig. 3.19 prezintă comportarea excelentă a unor stâlpi armați în acest mod. Deja de la apariția unor forțe axiale de compresiune moderate (fig. 3.19, *a*), forța capabilă H_i calculată cu rezistențele medii ale materialelor este depăşită cu mult. Dacă forța axială de compresiune este foarte mare (fig. 3.19, *b*), creşterea de rezistență este cauzată numai parțial de consolidarea armăturii longitudinale, cauza principală fiind confinarea betonului.

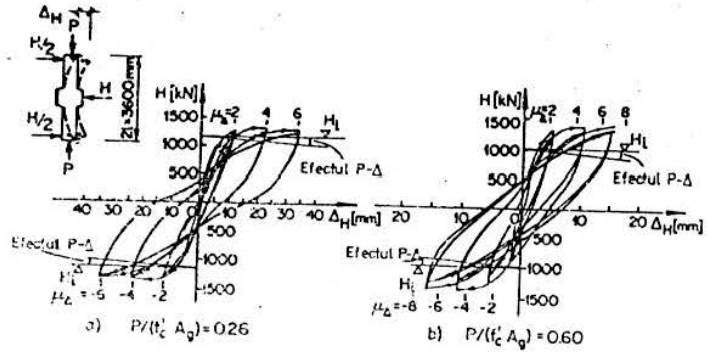


Fig. 3.19. Relația forță-deplasare a stâlpilor cu secțiune pătrată confinată, având diferite valori ale forței axiale [P48].

Cu ajutorul rezultatelor încercărilor, prezentate în figura 3.19, se poate demonstra că ductilitățile de deplasare ale elementelor structurale din cadrul sistemului pot să difere atât în raport de ductilitatea de deplasare a întregului sistem structural, cât şi între ele.

- În cazul *a)* deplasarea la începerea curgerii ($\mu_\Delta = 1$): $\Delta_{y,a} = 5{,}8$ mm $\approx l/310$ ($l = 1{,}80$ m). La $\mu_\Delta = 6$, rezultă de aici o deplasare de etaj (la grinzi rigide) de $2\,\Delta_H = 70$ mm $= 1{,}9\%2l$.
- În cazul *b)*, deplasarea la începerea curgerii este, datorită acțiunii forței axiale de compresiune mult mai mari, de numai $\Delta_{y,b} = 2{,}2$ mm $\approx l/820$. De aici rezultă la $\mu_\Delta = 6$, o valoare $2\,\Delta'_H = 26$ mm $= 0{,}7\%2l$.
- Dacă din calculul unui sistem structural obținem, de exemplu, pentru $\mu_\Delta = 4$ o deplasare de nivel de $1{,}2\%2l$, adică $2\Delta_H = 0{,}0012 \cdot 3600$ mm $= 43{,}2$ mm, aceasta va corespunde unor ductilități de deplasare $\mu_{\Delta,a} = 21{,}6/5{,}8 = 3{,}7$ la stâlpii *a)* și de $\mu_{\Delta,b} = 21{,}6/2{,}2 = 9{,}8$ la stâlpii *b)* (solicitare mai mare la compresiune).

Această comparație ne arată că ductilitățile de deplasare ale elementelor structurale pot fi foarte diferite, atât între ele cât și în raport cu cea a întregului sistem structural. Prin urmare, nu se admite să se ia în considerație numai valoarea μ_Δ pentru întregul sistem structural, ci se vor considera deplasările absolute și valorile μ_Δ ale elementelor individuale rezultate din acestea.

Creșterea rezistenței la încovoiere a stâlpilor, ca urmare a forței axiale, care influențează forța tăietoare maximă ce poate fi dezvoltată în articulația plastică, a fost stabilită în [P52] pe baza unui număr mare de încercări și este reprezentată în fig. 3.20.

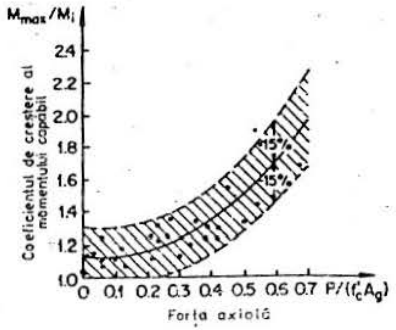


Fig. 3.20. Creșterea rezistenței la încovoiere ca urmare a forței axiale în zone plastice confinate de stâlpi [P52].

Începând cu o anumită valoare a forței axiale de compresiune $P/(f'_c A_g) \approx 0{,}25$, creșterea devine semnificativă. Întrucât la baza încercărilor sintetizate în figură au stat proprietățile reale (medii) ale materialelor și nu valori de calcul, creșterea $P = 0$ este urmarea consolidării armăturii verticale.

b) Pereți structurali

1. Calculul secțiunilor. Pentru calculul secțiunilor pereților se aplică principiile utilizate la stâlpi și grinzi. Dacă se ține cont de ipoteza secțiunilor plane, calculul devine ceva mai laborios, deoarece armătura este distribuită pe înălțimea secțiunii (v. fig. 5.29). La aceasta se adaugă faptul că secțiunile de pereți prezintă o mare varietate în privința formei. Din această cauză, mijloacele ajutătoare cum ar fi diagramele de interacțiune (v. fig. 5.16 și 5.17) pot fi determinate numai pentru un număr limitat de forme ale secțiunii. Pentru calculul practic al secțiunilor pot fi folosite diferite procedee simplificate fără a afecta sensibil precizia. Pentru facilitarea înțelegerii exemplelor din capitolul 5, acestea sunt comentate pe scurt în capitolul de față (v. și subcapitolul 5.3.1, c).

O metodă exactă de determinare a armăturii pentru valori date ale eforturilor capabile – forța axială P_i și momentul încovoietor M_i – este deosebit de nepractică pentru secțiunile de tipul celor prezentate în fig. 3.21. În mod normal se utilizează un procedeu iterativ bazat pe încercări cu convergență rapidă, care poate fi ușor programat. Potrivit acestuia se determină momentul capabil M'_i, sub forța axială P_i, a secțiunii incluzând armătura. Cantitatea de armături se modifică apoi în așa fel încât M'_i să se apropie cât este necesar de M_i. În acest scop se va proceda în următoarele etape:

1. Plecând de la predimensionare se iau secțiunile și distribuția armăturii conform fig. 3.21,*a*.
2. Eforturile secționale P_i și M_i se consideră într-o axă de referință a secțiunii peretelui structural, de regulă axa centrului de greutate a secțiunii nefisurate de beton. În anumite cazuri poate fi avantajoasă utilizarea excentricității $e = M_i/P_i$.

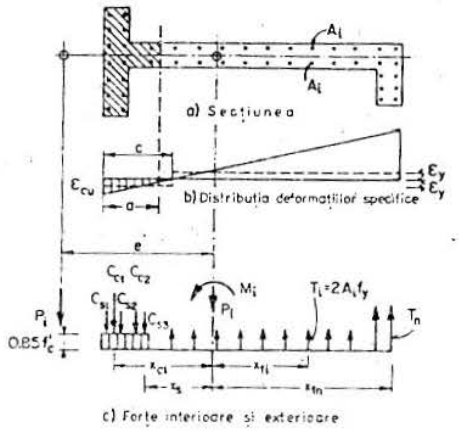


Fig. 3.21. Deformații specifice și forțe în secțiunea transversală a unui perete structural.

3. Apoi se apreciază poziția axei neutre, adică înălțimea c a zonei comprimate, de unde, cu ajutorul scurtării limită a betonului ε_{cu} (de regulă 0,003 – 0,004) rezultă poziția secțiunii plane la cedarea secțiunii (fig. 3.21, *b*). Pentru stabilirea forțelor de întindere în oțel se poate lua pentru toată zona întinsă $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ (linia punctată în fig. 3.21), la care toate barele întinse ajung la curgere. Eroarea rezultată de aici este, de regulă, foarte mică.

4. Mărimile forțelor de compresiune în beton C_{ci}, ale forțelor de compresiune în oțel C_{si} și ale forțelor de întindere în oțel T_i sunt simplu de determinat. Poziția lor față de axa de referință, în exemplul nostru față de axa centrelor de greutate, este cunoscută. Distanțele se notează cu x_{ci} și x_{si} (considerate cu semnele lor).

5. Poziția axei neutre este determinată corect, atunci când este îndeplinită condiția de echilibru:

$$P_i' = \sum C_{ci} + \sum C_{si} - \sum T_i = P_i \tag{3.30}$$

În general rezultă $P_i' \neq P_i$, iar axa neutră (înălțimea zonei comprimate *c*) se va alege din nou, până când $P_i' \approx P_i$.

6. În cazul în care condiția de echilibru pentru forțele axiale este îndeplinită, se poate calcula momentul capabil al secțiunii, unde se va ține din nou cont de semn:

$$M_i' = \sum C_{ci} x_{ci} + \sum C_{si} x_{si} + \sum T_i x_{si} \tag{3.31}$$

Astfel putem verifica alegerea efectuată în etapa 1. Trebuie să rezulte:

$$M_i' \approx M_i = P_i e \tag{3.32}$$

Dacă eroarea este prea mare, adică peste

$$-2\% > \frac{M_i - M_i'}{M_i} > +10\%$$

se va modifica modul de armare și se vor repeta etapele 2–6.

2. Suprarezistența. Suprarezistența momentului capabil se stabilește pentru secțiunea aleasă conform subcapitolului b.1. Pentru aceasta se calculează momentul încovoietor M_o (v. subcapitolul 1.3.4, c) al secțiunii peretelui sub forța axială P_o, înlocuind forțele de tracțiune T_i (v. fig. 3.21, *c*) cu $T_{oi} = 2A_i \gamma_o f_y$.

3.3.3. Forța tăietoare

La structurile studiate este de așteptat o fisurare puternică sub eforturile mari ce se dezvoltă. Din acest motiv, rezistența la forța tăietoare a elementelor cadrelor și a pereților structurali nu poate fi realizată fără o armare transversală corespunzătoare.

a) Elemente structurale sub formă de bară, cu armare transversală

În practica generală a proiectării se aplică diferite modele pentru calculul la forța tăietoare. Este vorba, în principal, de modele de grindă cu zăbrele, tălpile întinse fiind realizate de armătura longitudinală, iar forțele de compresiune fiind preluate de beton. În plus, în funcție de normă și de țară, se consideră că o parte a forței tăietoare este preluată direct de zona comprimată din beton și este determinată, în general, ca "aport al betonului la preluarea forței tăietoare". Acest termen este raportat în majoritatea cazurilor la secțiunea $b_w d$. Unghiul între diagonalele comprimate și axa grinzii cu zăbrele poate fi diferit, dar, datorită acceptării aportului betonului la rezistența la forța tăietoare, el este considerat de 45°.

În cazurile în care predomină forțele gravitaționale într-o grindă, nu apar deloc sau doar uneori, limitat, zone în care eforturile pot schimba semnul. Însă, sub acțiunile seismice de intensitate mare, aceste zone cuprind părți însemnate ale grinzii. Pentru etrieri acest fapt nu are deocamdată o importanță prea mare, cu excepția faptului că la inversarea efortului sunt descărcați, iar ulterior solicitați din nou la tracțiune. În cazul diagonalelor comprimate de beton, consecințele inversării efortului sunt mai mari, deoarece forțele oblice de compresiune își modifică direcția cu aproximativ 90°. În diagonalele comprimate se dezvoltă fisuri paralele cu forțele de compresiune și, după câteva cicluri de efort, avem în beton o rețea de fisuri oblice încrucișate. Aceasta înseamnă că, la inversarea efortului, trebuie închise mai întâi fisurile existente transversal pe diagonale. Dacă, în plus, armătura transversală depășește limita de curgere, vor apărea deformații transversale semnificative.

Întrucât închiderea fisurilor oblice înclinate largi este însoțită de deformații mari ale barei, dar numai de modificări mici ale forțelor seismice, disiparea de energie devine simțitor mai mică la inversarea efortului. Din acest motiv, prevenirea curgerii etrierilor și, prin aceasta, împiedicarea formării de fisuri înclinate încrucișate largi devine un obiectiv prioritar al proiectării capacității de rezistență.

Următoarele ecuații din practica neozeelandeză [X3] stau la baza formulelor indicate în capitolele referitoare la calcul și a exemplelor de calcul prezentate. Majoritatea normelor conțin relații similare, care pot fi de asemenea utilizate.

1. Efortul unitar tangențial nominal. Ca o măsură a intensității forței tăietoare se definește un efort unitar tangențial v în felul următor:

$$v = \frac{V}{b_w d} \tag{3.33}$$

unde: V este forța tăietoare în secțiunea considerată;
b_w – lățimea barei;
d – înălțimea utilă.

2. Limitarea efortului unitar tangențial nominal. Pentru a preveni cedarea inimii grinzii ca urmare a compresiunii oblice înainte de curgerea etrierilor, se limitează efortul unitar tangențial nominal v_i. Acesta se stabilește cu valoarea $V_i = V_u/\Phi$, care este capacitatea de rezistență necesară la forța tăietoare, iar V_u este forța tăietoare de calcul,

respectiv forța tăietoare corespunzătoare suprarezistenței (Φ=1,0, v. subcapitolul 1.3.4, a), calculată luând în considerație un factor dinamic de majorare.

• În general:

$$v_i \le 0{,}2 f_c' \le 6 \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.34}$$

• În zona articulațiilor plastice:

– în grinzi și stâlpi

$$v_i \le 0{,}9\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.35}$$

– în pereții structurali conform subcapitolului 5.4.3, b.

Dacă efortul tangențial nominal depășește aceste valori, denumite și „limită superioară a efortului tangențial nominal", secțiunea va trebui mărită. În cazul riglelor de cuplare armate diagonal, efortul tangențial nominal este limitat cu mai puțină strictețe.

3. Forța tăietoare capabilă. Forța tăietoare capabilă V_i a unei secțiuni se stabilește în felul următor:

$$V_i = V_c + V_s \tag{3.36}$$

unde: $V_c = v_c b_w d$ este aportul betonului;

V_s – aportul armăturii transversale (a etrierilor).

4. Aportul betonului. Aportul betonului la forța tăietoare capabilă, exprimat ca un efort tangențial nominal v_c, este:

• În general

– la încovoiere pură:

$$v_c = v_b = (0{,}07 + 10\rho)\sqrt{f_c'} \le 0{,}2\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.37}$$

Coeficientul de armare longitudinală ρ se stabilește cu ajutorul ecuației (3.20), luând în considerare lățimea inimii grinzii.

– la încovoiere cu forța de compresiune axială P_u:

$$v_c = \left(1 + \frac{3P_u}{A_g f_c'}\right) v_b \tag{3.38}$$

– la încovoiere cu forța de tracțiune axială P_u:

$$v_c = \left(1 + \frac{12P_u}{A_g f_c'}\right) v_b \tag{3.39}$$

– în pereții structurali:

$$v_c = 0{,}27\sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{4A_g} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.40}$$

În cazul unei forțe axiale de întindere, termenul P_u din ecuațiile (3.39) și (3.40) va fi luat negativ.

• În zonele articulațiilor plastice:

– în grinzi:

$$v_c = 0 \tag{3.41}$$

– în stâlpi:

$$v_c = 4v_b\sqrt{\frac{P_u}{A_g f_c'} - 0{,}1} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.42}$$

– în pereți structurali:

$$v_c = 0{,}6\sqrt{\frac{P_u}{A_g}} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.43}$$

Ecuația (3.43) este valabilă pentru cazul în care P_u este o forță axială de compresiune. Dacă P_u este o forță de tracțiune axială de întindere $v_c = 0$.

În ecuațiile (3.38)–(3.43) se va folosi pentru P_u forța axială minimă (valoarea de calcul a efortului), care rezultă din aceeași combinație de eforturi ca și efortul tangențial v_i, adică din forțele gravitaționale și seismice.

5. Aportul armăturii transversale. Pentru a preveni cedarea „diagonalei" ca urmare a eforturilor unitare principale de întindere, forța tăietoare rezultată din diferența între efortul tangențial nominal v_i și aportul betonului v_c trebuie preluată prin armături transversale, stabilite pe baza modelului de grindă cu zăbrele având diagonalele înclinate la 45°. Secțiunea armăturii transversale necesare a_v (aria secțiunii etrierilor dispuși la distanța s), este:

$$A_v = \frac{(v_i - v_c) b_w s}{f_y} \tag{3.44}$$

Aportul armăturii transversale la forța tăietoare capabilă este:

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s} \tag{3.45}$$

6. Armarea transversală minimă. Vor fi respectate valorile prevăzute în normele actuale, cuprinse între aproximativ A_v=0,15 și 0,20 % $b_w s$.

7. Distanțele dintre etrieri. Pentru a asigura intersectarea fisurilor oblice de mai mulți etrieri, distanța dintre aceștia va satisface cerințele următoare:

• în grinzi

– în general 0,50d sau 600 mm

– dacă $v_i - v_c > 0{,}07 f_c'$ 0,25d sau 300 mm

• în stâlpi

– dacă $P_u/A_g < 0{,}12 f_c'$ ca la grinzi

– dacă $P_u/A_g > 0{,}12 f_c'$ 0,75h sau 600 mm

• în pereţii structurali
  – 2,5 × grosimea peretelui sau 450 mm.

b) Forţa de lunecare

Dacă în *pereţii structurali de orice tip* cunoaştem poziţia fisurilor transversale în perete, cum ar fi cazul tuturor rosturilor orizontale de turnare sau secţiunile în care fisurile normale produse de momente alternante se pot propaga de la marginea peretelui până către mijlocul acestuia (articulaţiile plastice), armăturile de coasere a acestor fisuri, adică *armăturile verticale*, pot fi stabilite pe baza unui model de „frecare prin lunecare" („shear friction" în lb. engleză) [P1]. Se va considera că forţa tăietoare ce poate fi transmisă de către pereţi nu poate depăşi de μ ori forţa normală pe planul de lunecare care rezultă din acţiunea forţei totale dezvoltate de armături şi din forţa axială. De aici rezultă ecuaţia de calcul:

$$A_{vf} = \frac{V_u - \Phi\mu P_u}{\Phi\mu f_y} \tag{3.46}$$

în care: A_{vf} este secţiunea totală a armăturii verticale (perpendiculare pe direcţia de lunecare) necesară pentru preluarea forţei de lunecare;

Φ – factor de reducere a rezistenţei; pentru forţa tăietoare, conform [X3] $\Phi = 0{,}85$; dacă forţa tăietoare a fost stabilită pe baza suprarezistenţei la încovoiere, $\Phi = 1{,}0$ (v. subcapitolul 1.3.4, a);

μ – coeficient de frecare; dacă se măreşte rugozitatea rostului de turnare prin amprente de cel puţin 5 mm adâncime: $\mu = 1{,}4$, la 2–5 mm adâncime a amprentelor: $\mu = 1{,}0$;

P_u – forţa axială de compresiune.

În subcapitolul 5.8.2, pasul 15, este prezentată o aplicaţie a acestei ecuaţii.

În *pereţii structurali scurţi*, la care se asigură o ductilitate limitată prin curgerea armăturii verticale, vor fi îndeplinite suplimentar condiţiile prezentate în subcapitolul 5.6.5 pentru ecuaţia (3.46).

Pentru a preveni o diminuare accentuată a capacităţii de disipare de energie prin lunecare, în articulaţiile plastice ale *grinzilor* la care se depăşeşte o anumită valoare a efortului tangenţial nominal va fi prevăzută o *armare diagonală* conform fig. 3.22. La calculul acesteia se va ţine cont de influenţa inversării semnului forţei tăietoare. Armarea diagonală este necesară atunci când:

$$v_i \geq 0{,}3(2+r)\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.47}$$

Armătura diagonală în articulaţia plastică trebuie să corespundă cel puţin următoarei forţe tăictoare capabile pentru $-1 \leq r \leq -0{,}2$:

$$V_{di} \geq 0{,}7\left(\frac{v_i}{\sqrt{f_c'}} + 0{,}4\right)(-r)V_i \leq V_i \quad [\text{N/mm}^2] \tag{3.48}$$

Parametrul r din ecuaţiile de mai sus reprezintă o măsură a efectului inversării semnului forţei tăietoare şi se defineşte în felul următor:

$$r = \frac{V\uparrow}{V\downarrow} \quad \text{unde} \quad -1 \leq r \leq 0 \tag{3.49}$$

$V\uparrow$ şi $V\downarrow$ sunt forţele tăietoare pozitivă şi negativă rezultate în secţiune din considerarea solicitărilor corespunzătoare suprarezistenţei.

Şi la inversarea integrală a forţei tăietoare ($r = -1$), armarea diagonală poate fi evitată, conform ecuaţiei (3.47), dacă printr-o alegere corespunzătoare a dimensiunilor secţiunii se limitează efortul tangenţial nominal la $v_{i,max} \leq 0{,}3\sqrt{f_c'}$, întrucât din forţele gravitaţionale rezultă o mare parte a forţei tăietoare; r atinge totuşi foarte rar valoarea extremă $r = -1$.

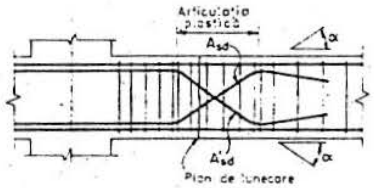


Fig. 3.22. Armare diagonală în zona articulaţiei plastice.

După cum se vede din fig. 3.22, în cazul unui plan de lunecare perpendicular pe axa barei, barele de armătură diagonală pot contribui la capacitatea la forţa tăietoare a zonelor articulaţiilor, atât la întindere cât şi la compresiune. Secţiunea de armătură necesară pentru realizarea forţei tăietoare capabile conform ecuaţiei (3.48) este, în condiţiile prezentate în fig. 3.22, egală cu:

$$A_{sd} + A'_{sd} \geq \frac{V_{di}}{f_y \sin\alpha} \tag{3.50}$$

Aceste expresii sunt valabile exclusiv pentru asigurarea împotriva forţei de lunecare. Pentru dimensionarea etrierilor necesari în articulaţia plastică, pot fi luate în consideraţie, ca de obicei, numai barele diagonale (cu înclinaţia de 45°) întinse. În ecuaţia (3.44) apărea în locul lui v_c (= 0) rezistenţa la forţa tăietoare:

$$v_s = \frac{A_{sd} f_y \sin\alpha}{b_w d}$$

Dacă armătura principală este distribuită relativ uniform în secţiune, sau există cel puţin o forţă axială $P_i \geq 0{,}1 f_c' A_g$, forţa tăietoare poate fi transferată prin efectul de dorn, respectiv prin zona comprimată de beton corespunzătoare solicitării de încovoiere. Din această cauză, condiţiile de mai sus referitoare la prevenirea lunecării provocate de forţa tăietoare nu sunt semnificative în cazul stâlpilor şi a pereţilor structurali zvelţi (pentru pereţi structurali scurţi, v. subcapitolul 5.6.5).

3.3.4. Solicitări compuse

Dacă secțiunea este solicitată la valori mari ale eforturilor secționale: moment încovoietor, forță axială și forță tăietoare, la calcul se va ține cont de efectul lor combinat. Acest tip de solicitare apare în special în nodurile structurilor în cadre, în articulațiile plastice de la baza stâlpilor și în pereții structurali. Analiza transmiterii forțelor și calculul acestor stări de solicitare necesită modele speciale, prezentate în capitolele 4 și 5.

3.4. Măsuri constructive

Principala diferență între sistemele structurale din beton armat solicitate seismic și cele în care predomină forțele gravitaționale constă în solicitarea dinamică ciclică a celor dintâi, care poate conduce frecvent la deformații până în domeniul plastic de comportare. Alcătuirea constructivă trebuie să răspundă, din acest motiv, unor cerințe deosebite. Sistemele structurale tratate în capitolele 4 – 6 trebuie să atingă o ductilitate de cel puțin $\mu_\Delta = 4 - 6$. Aceasta presupune o extindere majoră a regulilor constructive generale, prezentate în norme și reglementări pentru sistemele structurale în care predomină forțele gravitaționale. Pentru sistemele structurale cu ductilitate limitată (v. cap.7), aceste reguli pot fi simplificate.

În următoarele capitole sunt tratate pe scurt câteva din aspectele cele mai importante. Trebuie subliniat faptul că asigurarea unei comportări satisfăcătoare a sistemului structural în ceea ce privește cerințele de ductilitate impuse de un cutremur este greu de realizat și poate fi satisfăcută numai printr-o alcătuire constructivă foarte atentă.

3.4.1. Aderență și ancoraj

În zonele supuse unor eforturi puternice cum sunt nodurile din structurile în cadre, forțe puternice trebuie transferate de la armătură la beton. În cazul extrem, când articulații plastice se dezvoltă în toate grinzile care converg în nod, barele de armătură ajung la curgere în grinzile dintr-o parte a stâlpului prin întindere, iar în cealaltă prin compresiune. Pentru a menține aderența necesară și pentru a preveni smulgerea barei sau străpungerea elementului de către aceasta, în zona nodului devine necesară luarea unor măsuri speciale (v. subcapitolul 4.7.8). Dimpotrivă, în restul zonelor unde pot fi aplicate regulile uzuale, este suficient să se urmărească ca toate barele de armătură și toți etrierii să fie ancorați în așa fel încât să-și poată dezvolta întreaga forță până la curgere.

3.4.2. Lungimile de ancoraj

Lungimile de ancoraj ale barelor de armătură sunt indicate în diferite norme pentru diferitele poziții fără cârlig (cioc) (l_d) și cu cârlig (l_{dh}). Aceste lungimi nu sunt în general modificate atunci când predomină eforturile seismice, deoarece în mod normal este asigurată ancorarea față de forța corespunzătoare curgerii barei.

Exemplele următoare utilizează norma neozeelandeză [X3]. Conform acesteia, lungimea de ancoraj l_a pentru o bară dreaptă de armătură este:

$$l_d = m_{db} l_{db} \tag{3.51}$$

cu lungimea de ancoraj de bază

$$l_{db} = \frac{380\, A_b}{c\sqrt{f_c'}} \tag{3.52}$$

unde: A_b este secțiunea barei de armătură, în mm²;

c – distanța cea mai mică dintre următoarele posibile, în mm:
- de trei ori diametrul barei de armătură d_b;
- distanța dintre axa barei de armătură și fața întinsă a betonului;
- distanța dintre forța transmisă de beton și axa barei de armătură;
- jumătate din distanța dintre axele a două bare paralele, învecinate de armătură, dintr-un rând;

m_{db} – coeficient, egal cu produsul următoarelor mărimi:
- $f_y/275$, în N/mm²;
- 1,3 pentru armătura orizontală, așezată la mai mult de 300 mm de fundul cofrajului;
- $c/(c + k_{tr})$ dacă este prevăzută o armătură transversală formată din cel puțin trei bare distribuite pe lungimea de ancorare l_d și care intersectează planul fisurii potențiale de despicare (în lungul armăturii);

În cazul acesta vom avea:

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10s} \tag{3.53}$$

cu condiția să se respecte următoarele condiții:

$k_{tr} \le d_b$, $k_{tr} \le c$ cât și $c + k_{tr} \le 3\, d_b$;

A_{tr} – secțiunea care intersectează planul fisurii potențiale de despicare și armătura transversală, în mm², prevăzută la distanța s, în mm;

f_{yt} – efortul unitar de curgere al armăturii transversale, în N/mm².

Pentru lungimea de ancorare l_{dh} a unei bare de armătură cu cârlig avem:

$$150 \text{ mm} < l_{dh} = m_{hb} l_{hb} > 8 d_b \tag{3.54}$$

cu lungimea de ancorare de bază

$$l_{hb} = \frac{66 d_b}{\sqrt{f_c'}} \tag{3.55}$$

Coeficientul m_{hb} este egal cu produsul următoarelor mărimi:
- $f_y/275$, în N/mm²;
- 0,7 când stratul lateral de acoperire cu beton al barelor ancorate cu $d_b \le 32$ mm nu este mai mic de 60 mm sau când stratul de acoperire cu

beton, pentru un cârlig în unghi drept față de direcția barei ancorate, este de cel puțin 40 mm;

- 0,8 atunci când zona de ancorare este confinată cu etrieri la distanțe maxime de $6d_b$ și cu o arie a secțiunii de:

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{A_b}{1000} \tag{3.56}$$

3.4.3. Dispunerea și ancorarea armăturii longitudinale

La dispunerea și ancorarea armăturii longitudinale, de exemplu într-o grindă, trebuie respectate următoarele două condiții:

1. Armătura trebuie ancorată complet dincolo de planul în care ea nu mai este necesară, plan determinat pe diagrama de moment (valoare de calcul) deplasată (dilatată) cu distanța η_d. Distanța η_d ia în considerare deplasarea forței de întindere în armătura longitudinală, ca urmare a dezvoltării de fisuri înclinate, și poate fi stabilită cu ajutorul unui model de grindă cu zăbrele sau pe baza prevederilor din norme. Valoarea lui este $0{,}5 \leq \eta \leq 1{,}0$. Adesea se utilizează $\eta = 1{,}0$ fără calcule mai precise.
2. Diagrama momentelor capabile (valori de calcul) trebuie să înfășoare diagrama momentelor efective (valori de calcul) deplasată cu η_d.

Pentru aplicarea lor practică, aceste condiții pot fi formulate cu $\eta \approx 1{,}0$ după cum urmează:

$$l_{u1} \geq d + l_d \tag{3.57}$$

$$l_{u1} \geq 1{,}3\,d \tag{3.58}$$

unde: l_{u1} este lungimea de ancoraj a barei de armătură, măsurată de la linia nedeplasată a diagramei de moment.

l_{u2} – lungimea de ancoraj a barei de armătură, măsurată din punctul liniei nedeplasate a diagramei de moment, din care bara nu mai este necesară pentru preluarea eforturilor de încovoiere.

3.4.4. Îmbinarea armăturilor

În mod normal se practică îmbinarea armăturilor stâlpilor și grinzilor, prin care barele care trebuie îmbinate se suprapun pe o anumită lungime paralel una lângă cealaltă. Transmiterea forței se produce prin aderență și prin betonul aflat între bare. Din această cauză, în *articulațiile plastice*, în care se manifestă o degradare relativ puternică a structurii betonului, în primul rând datorită inversării ciclice a direcției eforturilor de curgere în oțel, nu vor fi prevăzute îmbinări ale armăturilor. Distribuția zonelor de deformații plastice este prezentată în figurile 4.16, 4.18 și 4.32.

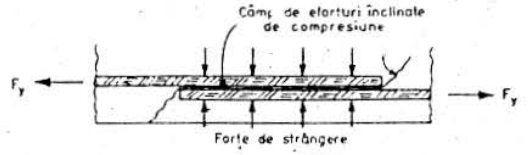


Fig.3.23. Preluarea forței în cazul îmbinărilor de armătură în betonul fisurat.

În dreptul unei îmbinări există tendința de formare a unei fisuri longitudinale (de despicare) între cele două bare îmbinate. Pentru a permite dezvoltarea în acest loc a unui câmp de forțe oblice (fig. 3.23) este necesară o forță de strângere obținută, de exemplu, printr-o armare corespunzătoare, transversal pe barele longitudinale de armătură. Acest lucru este deosebit de important la îmbinarea armăturilor longitudinale în stâlpi. Atunci când stâlpii sunt protejați, prin proiectarea capacității de rezistență, împotriva formării de articulații plastice, îmbinările armăturilor longitudinale pot fi prevăzute așa cum se face în mod obișnuit, imediat deasupra planșeului. Deoarece este posibilă solicitarea alternantă a armăturii până la curgere, va fi prevăzută o armare transversală corespunzătoare. Perpendicular pe planul de fisurare, prezentat în fig. 3.23, este necesară următoarea arie de armătură.

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{d_b}{50} \cdot \frac{f_y}{f_{yt}} \tag{3.59}$$

unde: A_{tr} este secțiunea armăturii transversale, în mm^2, cu pasul s;

s – pasul armăturii transversale de-a lungul îmbinării barelor, în mm, $s \leq 6\,d_b$;

d_b – diametrul celei mai mici dintre cele două bare îmbinate;

f_y – rezistența de curgere a barelor longitudinale;

f_{yt} – rezistența de curgere a armăturii transversale.

Îmbinările sudate sau mecanice cu comportare cunoscută pot fi prevăzute și în zonele articulațiilor plastice.

În stâlpii circulari, forța necesară de strângere în zonele de îmbinare se asigură în mod similar prin armătura transversală circulară (etrieri circulari sau fretă). Există două posibilități de alcătuire a îmbinărilor prin suprapunere a armăturilor longitudinale. Dacă barele îmbinate sunt dispuse în cerc (v. fig. 3.24, sus), adică tangențial, se produce o fisură radială de despicare. În lungul acestei fisuri transmiterea forței trebuie asigurată prin armătura transversală calculată conform ecuației (3.59) care dezvoltă o forță radială de strângere $R = A_{tr}f_{yt}$. Dacă, dimpotrivă, ambele bare ale îmbinării sunt dispuse radial (v. fig. 3.24, jos), se formează o fisură tangențială și trebuie considerată forța radială de strângere $N \approx R \cdot \alpha$, corespunzătoare forței normale pe inele dezvoltată din forța de întindere din armăturile circulare, unde α este unghiul la centru determinat de două bare învecinate de armătură. Compararea celor două moduri de așezare a îmbinărilor arată că la $n = 6$ îmbinări cu barele dispuse radial ($\alpha \approx 1$), se produce

același forță $N \approx R$ ca și la barele dispuse tangențial. La $n > 6$ îmbinări cu barele dispuse radial, forța de strângere devine determinantă, din care cauză secțiunea armăturii transversale trebuie mărită în mod corespunzător, adică A_t, din ecuația (3.59) se va înmulți cu $n/6$:

$$\frac{N}{s} = \frac{n}{6} \cdot \frac{R}{s} \qquad (3.60)$$

Dacă este de așteptat formarea de articulații plastice în stâlpi, atunci îmbinările armăturilor vor fi prevăzute la mijlocul înălțimii etajului respectiv. Din motive de spațiu, îmbinările armăturilor din stâlpi se execută de obicei cu bare de armătură îndoite (graifuite). Prin dispunerea conform fig. 3.24, înălțimea stâlpului până la secțiunea de calcul rămâne nemodificată. Se va urmări ca dispunerea etrierilor care rezultă din aplicarea ecuației (3.59) să nu se facă numai pe înălțimea zonei de îmbinare, ci să poată fi preluată și forța transversală datorată îndoirii barelor care acționează spre exterior, fără a se ajunge la curgerea etrierilor. La o îndoire cu o pantă de 1:10, trebuie preluată o forță transversală egală cu o zecime din forța corespunzătoare curgerii barelor îmbinate. Folosind un coeficient de siguranță $\gamma = 1{,}5$ față de curgerea etrierilor, obținem ecuația:

$$A_{te} = 0.15 \frac{f_y}{f_{yt}} A_b \qquad (3.61)$$

în care: A_{te} este secțiunea etrierilor;
f_y – rezistența de curgere a armăturii verticale;
f_{yt} – rezistența de curgere a armăturii etrierilor;
A_b – secțiunea armăturii verticale îndoite.

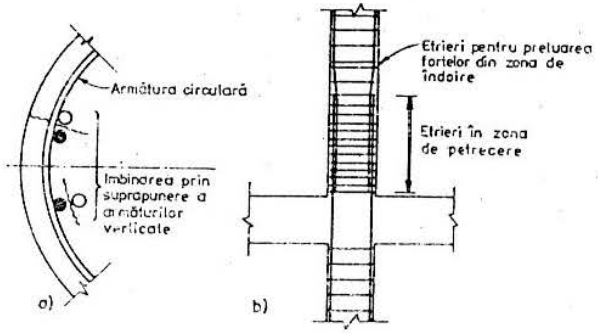


Fig. 3.24. Îmbinarea prin petrecere a armăturilor longitudinale în stâlpi.

3.4.5. Armarea transversală a zonelor de articulație plastică

Armarea transversală a zonelor de articulație plastică îndeplinește diferite funcțiuni cum ar fi preluarea forțelor tăietoare și a celor rezultate din îndoirea barelor longitudinale, confinarea betonului, stabilizarea barelor comprimate și generarea unei forțe de strângere în dreptul îmbinărilor de armătură.

Aria secțiunii armăturilor transversale rezultată din aceste eforturi individuale este cea care determină armătura transversală necesară. Condițiile și cerințele constructive privind confinarea și stabilizarea armăturii comprimate sunt prezentate în subcapitolele 3.3.2, 4.4.5, 4.5.11 și 5.4.2. Fig. 3.25 prezintă în stânga un exemplu de rupere a unui stâlp cu armarea transversală insuficientă, iar în dreapta un exemplu de armare transversală corectă în zona articulației.

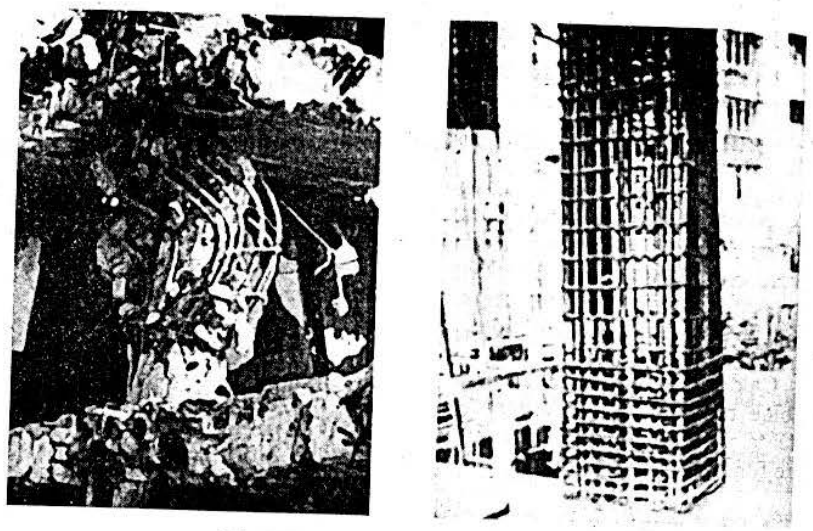


Fig. 3.25. Armarea transversală a stâlpilor:
cedarea, ca urmare a armării transversale insuficiente (stânga);
exemplu pentru zona unei articulații plastice (dreapta).

4

CADRE DUCTILE

Prezentul capitol tratează anteproiectarea, calculul structural şi alcătuirea constructivă ale cadrelor ductile din beton armat. În primul rând sunt discutate cadrele cu ductilitate mare având un coeficient de ductilitate la deplasare μ în domeniul 5-7 (v. 2.2.7, b).

Calculul cadrelor trebuie să asigure că şi în cazul unor acţiuni seismice de mare intensitate, articulaţiile plastice se vor forma numai în zonele alcătuite special, cu precădere în grinzi, şi că aceste articulaţii sunt alcătuite astfel încât rotaţiile plastice aşteptate să se poată produce fără o reducere substanţială a capacităţii de rezistenţă.

4.1. Modelarea

Calculul eforturilor secţionale pe structura idealizată trebuie să corespundă cât mai bine comportării structurii reale, în special în ceea ce priveşte capacitatea de rezistenţă şi deformaţiile. Pentru realizarea acestui deziderat trebuie îndeplinite anumite cerinţe fundamentale.

4.1.1. Cerinţe generale

Calculul eforturilor secţionale după teoria structurilor elastice, denumit în continuare calcul elastic, reprezintă la ora actuală metoda cea mai răspândită pentru determinarea eforturilor secţionale în cadrele spaţiale obişnuite. Prezentăm în continuare condiţiile uzuale pentru acest tip de calcul. Pentru calculul cadrelor neregulate (cu elemente oblice, grinzi curbate etc.) sunt necesare condiţii suplimentare.

Condiţiile uzuale sunt următoarele:

1. Atunci când eforturile nu depăşesc aproximativ 75 % din capacitatea de rezistenţă a secţiunii respective comportarea majorităţii sistemelor structurale şi elementelor din beton armat poate fi aproximată cu o precizie destul de mare cu ajutorul modelelor elastice. Acesta este în special cazul acţiunilor de scurtă durată. Pentru a obţine o distribuţie favorabilă din punct de vedere economic a efortului capabil pe întregul sistem structural, este recomandabil însă să ne abatem de la distribuţia elastică a eforturilor secţionale, cu condiţia asigurării echilibrului forţelor.
2. Elementele de faţadă, pereţii de compartimentare şi alte elemente nestructurale pot influenţa considerabil comportarea cadrelor. Dacă însă acestea sunt separate cu grijă de sistemul structural, ceea ce reprezintă o cerinţă

permanentă, influenţa lor nu mai este hotărâtoare. Aportul lor la capacitatea de rezistenţă este foarte mic, imediat ce s-au produs deformaţii plastice mai substanţiale. Din acest motiv, influenţa elementelor nestructurale este, în mod normal, neglijată la calculul efortului capabil şi al rigidităţii.

Dacă separarea elementelor nestructurale nu este asigurată, sunt de aşteptat avarii (deteriorări) considerabile ale acestora, datorită deformabilităţii relative a cadrelor, chiar şi în cazul în care sistemul nu suferă o deformaţie inelastică.

3. Rigiditatea planşeelor din beton armat (chiar ale celor din plăci prefabricate monolitizate) în planul lor este considerată, de obicei, infinită (v. 1.6.3, a). Această cerinţă este, de regulă, respectată la clădirile cu raporturi normale între lungime şi lăţime. Aspecte speciale ale efectului deformării planşeelor asupra distribuţiei forţelor orizontale vor fi tratate în subcapitolul 6.4.3. Condiţia realizării şaibelor infinit rigide pe înălţimea fiecărui etaj permite calculul eforturilor în fiecare cadru din deplasările relative ale etajelor învecinate, folosind relaţii lineare simple.
4. În mod normal, cadrele spaţiale pe mai multe niveluri pot fi descompuse într-o serie de cadre verticale plane. Deplasările relative ale acestor cadre rezultă conform alineatului precedent dintr-o formulare lineară simplă. Efectele spaţiale precum torsiunea stâlpilor sau a grinzilor perpendiculare pe planul cadrului pot fi, în majoritatea cazurilor, neglijate. Dacă este necesar, se poate face un calcul spaţial [W1, W2].
5. În timp ce planşeele sunt considerate infinit rigide pentru forţele din planul lor, pentru încovoierea în plan perpendicular pe al lor ele sunt considerate, de obicei, infinit flexibile. Rigiditatea lor la încovoiere poate fi totuşi considerabilă în comparaţie cu rigiditatea la torsiune a grinzilor cadrelor, în special a grinzilor din lungul marginilor plăcilor. Din acest motiv, planşeele provoacă o oarecare încastrare a grinzilor atunci când ele sunt supuse unor tendinţe de rotire de-a lungul axei lor, de exemplu dintr-o deplasare relativă a nivelelor perpendicular pe axa grinzii. Grinzile sunt supuse, în anumite condiţii, la eforturi mari de torsiune care pot conduce la formarea de fisuri diagonale excesiv de mari. Deteriorările datorate acestor efecte pot fi observate la încercări [P1].

   Aportul plăcilor de planşeu la rigiditatea şi rezistenţa grinzilor la încovoiere trebuie luat totdeauna în consideraţie. Acest efect este tratat în subcapitolele 4.1.2 şi 4.1.2, b.
6. Influenţa deformaţiilor axiale ale stâlpilor asupra comportării cadrelor poate fi, în mod normal, neglijată. Ea creşte proporţional cu numărul de etaje şi cu mărirea rezistenţei la încovoiere a grinzilor. Majoritatea programelor de calcul ţin totuşi cont de deformaţiile axiale.
7. Deformaţiile de forfecare, la nivelul celor care se produc în mod normal în elementele de construcţie folosite la cadre, sunt suficient de mici pentru a putea fi neglijate. De asemenea, rigiditatea lor de torsiune este suficient de mică în

comparație cu cea la încovoiere pentru a fi neglijată. Influența rotirilor impuse, în cazul elementele scurte și rigide la torsiune, ar trebui totuși analizată

4.1.2. Rigidități secționale

Dacă se efectuează calculul unei structuri în vederea stabilirii mărimii eforturilor secționale cum ar fi momentele încovoietoare, forțele tăietoare și forțele axiale, este suficientă considerarea rigidităților *relative* la încovoiere. În aceste cazuri, valorile rigidităților secționale se calculează pe baza dimensiunilor secțiunii de beton, fără a fi luate în considerație armăturile și, în general, fără a se considera formarea fisurilor. Se va ține totuși cont de variația dimensiunilor secțiunii transversale în lungul elementului.

Dacă interesează însă, de exemplu, deplasările relative de etaj sub forțe statice echivalente, calculul lor trebuie făcut pe baza rigidităților *absolute*. Aceasta cere luarea în considerație a modulului de elasticitate precum și influența fisurării.

Dacă efortul dintr-un element structural depinde de deformațiile acestuia, cum se întâmplă de exemplu în cazul calculului stabilității stâlpilor, devine importantă evaluarea corectă a rigidității în stadiul care precede începutul plastificării. Aceste situații nu ar trebui în nici un caz să apară în cazul cadrelor supuse acțiunilor seismice, întrucât solicitările produse de forțele gravitaționale trebuie preluate fără dificultate și la deformații inelastice mari. Din această cauză, la calculul elastic al sistemelor structurale supuse acțiunilor seismice se admit valori aproximative ale rigidității la încovoiere.

Ar trebui să fie clar că, în timpul acțiunii seismice, rigiditatea reală la încovoiere este diferită în fiecare secțiune a elementului structural. Deschiderea fisurilor depinde de mărimea momentului încovoietor și de cantitatea de armătură existentă în secțiune. Din această cauză, proprietățile secțiunii ideale [P1] variază atât în stadiul nefisurat cât și în cel fisurat de-a lungul axei barei. În fisura propriu-zisă rigiditatea este mică, dar ea crește între fisuri. Rigiditatea secțională la încovoiere depinde și de semnul momentului. Astfel, placa secțiunilor în T se găsește în zona comprimată pe o anumită porțiune în lungul elementului, mărindu-i astfel rigiditatea secțională. Pe alte porțiuni, placa este situată pe zona întinsă a secțiunii, fiind astfel fisurată. De asemenea, lățimea activă de placă depinde de variația momentului în lungul elementului. Rigiditatea este relativ greu de apreciat și datorită faptului că este influențată suplimentar de fisurile înclinate datorite forțelor tăietoare precum și de forțele axiale, ambele dependente la rândul lor de variația ciclică a efortului. Devine astfel evident faptul că, la acțiunile seismice, în nici un element structural nu există o rigiditate distribuită constant pe lungime.

Din motivele expuse anterior reiese că un calcul mai precis al rigidității nu este justificat în cazul eforturilor seismice. Chiar și stabilirea mai multor valori ale rigidității de-a lungul fiecărui element structural al unui cadru etajat apare nejustificată în acest context.

Din această cauză, rigiditatea secțională la încovoiere se aproximează cu o valoare medie $E_c I_c$ constantă pe lungimea elementului. Pentru eforturi de scurtă durată se poate lua în considerare modulul de elasticitate E_c al betonului. Momentul de inerție al secțiunii brute de beton (fără considerarea armăturii) I_g se modifică pentru a ține cont de efectele descrise. Din această cauză se utilizează un moment echivalent de inerție I_e, care ia următoarele valori tipice:

- la grinzi:

$$I_e = 0{,}4\, I_g \text{ până la } 0{,}5\, I_g \tag{4.1}$$

- la stâlpi:

1. Pentru forțe axiale de compresiune de valoare medie până la mare:

$$I_e = 0{,}8\, I_g \text{ până la } 1{,}0\, I_g \tag{4.2}$$

Se poate utiliza și următoarea relație mai precisă:

$$I_e = \left(0{,}5 + \frac{1{,}5P}{f_c' A_g}\right) I_g \le I_g\,, \tag{4.3}$$

în care P este forța axială în stâlp. Ea poate fi considerată în mod general a fi egală cu de 1,1 ori forța axială rezultată din încărcarea de durată P_D;
A_g – aria secțiunii de beton;
f_c' – rezistența de calcul a betonului.

2. La o forță axială de compresiune mică sau la forța axială de întindere:

$$I_e = 0{,}5\, I_g \text{ până la } 0{,}7\, I_g \tag{4.4}$$

Aspectul cel mai important în cadrul acestei aprecieri a rigidității constă în utilizarea consecventă a valorilor adoptate pe întreaga structură.

Plăcile riglelor de cadru supuse acțiunilor seismice fisurează puternic în vecinătatea stâlpilor și, astfel, contribuie puțin la rigiditatea de încovoiere a acestor zone. În mijlocul deschiderii, placa secțiunii în T este de obicei supusă la compresiune. Momentul de inerție al barei prismatice echivalente ar fi din această cauză o valoare medie. Pentru ca influența plăcii secțiunilor în T și L asupra lui I_g să nu fie supraevaluată, lățimea activă de placă se stabilește, conform [X3], la calculul rigidității secționale considerând că are valoarea egală cu jumătatea celei prevăzute în norme pentru calculul momentului capabil. Conform [A1] și [A3], de exemplu, lățimea activă pentru calculul momentului capabil se stabilește după cum urmează:

La secțiunile în T, lățimea totală a plăcii nu trebuie să depășească:

- 1/4 din deschidere

În același timp, lățimea activă de placă va avea cel mult următoarele valori:

a) de 8 ori grosimea plăcii, sau
b) 1/2 din distanța până la grinda următoare.

La secțiunile în L, adică la secțiunile cu placă de o singură parte, lățimea activă la placă va fi de cel mult:

a) 1/12 din deschiderea grinzii, sau
b) de 6 ori grosimea plăcii, sau
c) 1/2 din distanța până la grinda următoare.

Pentru calculul rigidității secționale se va utiliza, după cum s-a stabilit mai sus, jumătate din valoarea indicată de această normă pentru calculul momentului capabil. În subcapitolul 4.11.4 este prezentat un exemplu de calcul referitor la aceste prevederi.

4.1.3. Modelarea geometrică

După cum arată fig. 4.2, *a*, stâlpii şi grinzile se modelează pentru calcul prin bare drepte. Barele idealizate sunt dispuse de-a lungul axelor centrelor de greutate ale elementelor reale. Se poate utiliza fie axa secţiunii brute de beton, fie, mai simplu; axa mediană. Axa mediană poate fi utilizată chiar şi în cazul secţiunilor în T sau L, deoarece aportul plăcilor la rigiditatea secţională nu este constant în lungul barei, în special la inversarea semnului momentului, din care cauză influenţa micii deplasări a axei este neglijabilă. Chiar şi grinzile cu înălţime variabilă pot fi modelate ca bare drepte.

Deschiderea grinzii este definită prin distanţa dintre punctele de intersecţie ale axelor stâlpilor cu axele grinzilor. Nodurile se consideră rigide (adică fără rotiri relative ale barelor ce converg în nod). Rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale se calculează cu această deschidere.

La solicitări mici, nodurile structurilor în cadre rămân nefisurate. Sub acţiuni seismice de mare intensitate eforturile de forfecare devin însă relativ mari, ceea ce conduce la formarea de fisuri oblice şi la lunecarea armăturii ancorate în zona nodurilor. Din această cauză, deformaţiile nodurilor pot deveni destul de mari (v. subcapitolul 4.7). În cazul nodurilor armate adecvat, contribuţia deformării nodurilor la deplasarea totală de etaj este de ordinul a 20 %. Din această cauză, în modelul de bară al elementelor cadrelor obişnuite, în noduri nu vor fi considerate zone cu rigiditate infinită, ci se vor continua elementele de tip bară flexibile până la punctele teoretice de intersecţie în nod. Excepţie fac cazurile când riglele leagă stâlpi cu lăţime excepţional de mare sau pereţi, deoarece, în aceste cazuri, deformaţiile nodurilor rămân mici. În cazul în care elementul vertical este un perete structural perpendicular pe planul cadrului, acesta poate fi modelat printr-un stâlp echivalent având lăţimea egală cu lăţimea secţiunii grinzii plus de două ori grosimea peretelui.

4.2. Procedee de calcul

4.2.1. Calculul elastic "exact"

Calculul la acţiuni statice al sistemelor de cadre cu noduri rigide se face în prezent, în general, cu ajutorul unor programe de calcul care lucrează cu matrice de rigiditate. Există programe diferite în care se introduc proprietăţile materialelor, rigidităţile, geometria sistemului structural şi acţiunile. Calculul cere timp puţin şi poate ţine cont de cele mai diverse combinaţii ale acţiunilor. Metoda oferă avantajul rapidităţii, dar, de multe ori, nu este indicată folosirea nemijlocită a rezultatelor obţinute pentru calculul secţiunilor.

4.2.2. Calculul nelinear

Evaluarea realistă a comportării precum şi determinarea eforturilor capabile ale secţiunilor structurilor din beton armat pot fi obţinute prin diferite metode de calcul nelinear [C1]. Programele de calcul de care dispunem în prezent sunt însă destul de laborioase, astfel că, în mod normal, nu se justifică folosirea lor pentru scopul practic al

calculului static nelinear al unui cadru multietajat. La aceasta se adaugă faptul că pentru fiecare combinaţie de acţiuni este necesară reluarea calculului. În cazurile normale, respectiv pentru calculul la încărcări gravitaţionale, calculul nelinear nu oferă avantaje deosebite, în schimb el devine util atunci când dimensiunea secţiunilor este determinată de acţiunile seismice combinate cu forţele gravitaţionale.

4.2.3. Calculul elastic "adaptat"

O dată cu răspândirea principiului calculului la starea limită ultimă s-a acceptat şi pentru structurile din beton armat încărcate gravitaţional considerarea comportării lor nelineare. Cu toate acestea, pentru stabilirea eforturilor secţionale, cum ar fi momentele încovoietoare, care sunt eforturile hotărâtoare pentru dimensionarea grinzilor şi stâlpilor, este uzuală efectuarea unui calcul elastic. Pe această cale sunt îndeplinite atât condiţiile de echilibru cât şi cele de compatibilitate a deformaţiilor. În multe cazuri rezultatele obţinute pot fi utilizate imediat, deoarece conduc la soluţii practice şi economice. Alteori, eforturile secţionale sunt adaptate şi redistribuite pentru a se lua în calcul comportarea neliniară, în special în cazurile în care structura trebuie să fie solicitată până aproape de limita efortului capabil. Se va acorda atenţia cuvenită menţinerii echilibrului forţelor. Redistribuirii eforturilor secţionale îi sunt impuse totuşi anumite limite pentru ca siguranţa de exploatare să rămână asigurată şi pentru a nu se epuiza capacitatea de deformare a zonelor plastice.

În structurile supuse acţiunilor seismice articulaţiile plastice potenţiale sunt adesea expuse intenţionat unor cerinţe mari de ductilitate şi alcătuite constructiv în consecinţă, astfel încât să se poată folosi în întregime avantajele generale ale comportării nelineare. Pentru dimensionarea elementelor cadrelor la acţiuni seismice, rezultatele calculului elastic trebuie de asemenea adaptate, adică trebuie efectuată o redistribuire. Limitele relativ largi ale unei asemenea redistribuiri arată că nici calculul elastic nu trebuie să fie foarte precis. Din această cauză, pentru calculul de dimensionare a structurilor supuse acţiunilor seismice este adesea suficient calculul elastic aproximativ, descris în capitolele ce urmează.

4.2.4. Calculul la încărcări gravitaţionale

Suprafeţele aferente ale plăcilor planşeelor definesc încărcările ce revin grinzilor cadrelor. La plăcile armate încrucişat suprafeţele pot fi împărţite în porţiuni triunghiulare, dreptunghiulare sau trapezoidale, conform fig. 4.1. Suprafeţele sunt haşurate perpendicular pe reazemul corespunzător (grinda). În exemplul prezentat în fig. 4.1 există trei grinzi secundare pe direcţia nord-sud (pornind de la stâlpul *3* şi simetric faţă de stâlpul *5*), care sunt la rândul lor rezemate pe grinzile orientate est-vest. Grinzile secundare descarcă pe cele principale acţionând ca forţe concentrate. În fig. 4.1, suprafeţele aferente grinzilor *7-8-9-10* sunt arătate prin haşuri.

În cazul planşeelor integral prefabricate, cu suprabetonare armată, care descarcă încărcările cu precădere pe o direcţie, suprafeţele aferente grinzilor vor fi adaptate în mod corespunzător.

Încărcările ce revin grinzilor pot fi determinate cu uşurinţă prin această împărţire a suprafetelor planseelor. Fig. 4.1, *b* prezintă încărcarea rezultantă pentru grinda

continuă (transversală) *7-8-9-10*. Partea uniform distribuită a încărcării este încărcarea de durată dată de greutatea proprie a grinzii.

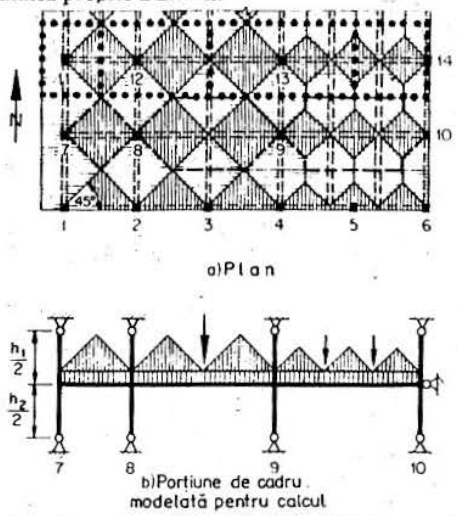


Fig. 4.1. Suprafețele de încărcare și aportul (contribuția) lor la încărcarea grinzilor și stâlpilor.

Pentru proiectarea antiseismică a structurilor în cadre relativ regulate este suficientă considerarea unei porțiuni ca cea reprezentată în fig. 4.1, *b*. Putem considera că porțiunile similare din etajele superioare și inferioare sunt încărcate în mod similar. Din această cauză rotirile nodurilor sub acțiunea încărcărilor gravitaționale, pe toată înălțimea unui stâlp, vor fi aproximativ aceleași la fiecare etaj. Această simplificare permite să considerăm că punctele de inflexiune se află la mijlocul înălțimii stâlpilor și, astfel, în schema statică articulațiile se pot prevedea în acest punct. Porțiunea de cadru rezultată conform fig. 4.1, *b* poate fi calculată simplu și manual.

În cazul în care acțiunile seismice sunt predominante, combinațiile de încărcări gravitaționale cu câmpuri încărcate alternativ sunt rareori justificate, deoarece redistribuirea acceptată a momentelor încovoietoare face inutilă efectuarea unor astfel de calcule de finețe. Forțele axiale din stâlpi date de încărcările gravitaționale ar trebui stabilite ca reacțiuni ale grinzilor continue ale fiecărui etaj. Pentru dimensionare este însă suficient calculul aproximativ pe baza suprafețelor aferente. Aceste suprafețe sunt delimitate în fig. 4.1, *a* cu linie punctată pentru stâlpii *11-14*. În acest scop, riglele sunt considerate pentru simplificare ca grinzi simplu rezemate. La acțiunea forțelor seismice orizontale se ține cont, după cum se va vedea în continuare, de influența momentelor de încastrare și, prin aceasta, și de forțele tăietoare.

4.2.5. Calculul la forțe orizontale

Dintre diferitele metode de stabilire a eforturilor secționale generate de forțele orizontale am ales la întâmplare metoda aproximativă a lui Muto [M1]. Această metodă

foarte spectaculoasă, prezentată ușor modificat în prezenta lucrare, oferă pentru sisteme relativ regulate de cadre, care respectă ipotezele simplificatoare proprii metodei, rezultate suficient de precise. La nevoie, acestea pot fi controlate în mod simplu prin calculul și compararea deplasărilor de etaj, independent de variația momentelor încovoietoare pe înălțimea stâlpilor. Echilibrul forțelor este asigurat prin ipotezele metodei, în schimb compatibilitatea deplasărilor este afectată, într-o oarecare măsură, prin ipoteza privind modul de deformare a barelor.

a) Acțiunea forțelor seismice echivalente

Acțiunea seismică se înlocuiește prin forțe echivalente, corespunzătoare forțelor de inerție, la nivelul fiecărui etaj (v. fig. 4.2, *a*). Stabilirea forțelor seismice echivalente a fost descrisă în capitolul 2. Întrucât clădirea în totalitate poate fi privită ca o consolă, atât forța tăietoare totală cât și momentul încovoietor total pot fi calculate ușor pentru orice cotă (forța tăietoare de etaj, respectiv momentul de răsturnare de etaj). Acestea sunt reprezentate calitativ în mod exemplificativ în fig. 4.2, *c* și *d*. Forța V_j se compune din suma forțelor echivalente ale celor patru etaje superioare și trebuie să fie transmisă în jos de stâlpii etajului trei. Pasul următor trebuie să permită stabilirea contribuției fiecărui stâlp la preluarea forței tăietoare totale de etaj.

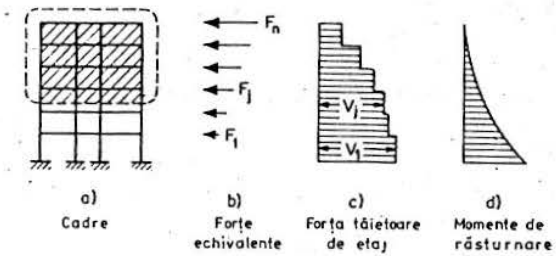


Fig. 4.2. Forțele statice echivalente orizontale pe un cadru.

b) Stâlpi prismatici elastici

În stâlpii prismatici dublu încastrați care suferă o deplasare relativă Δ conform fig. 4.3, *a*, apare următoarea forță tăietoare:

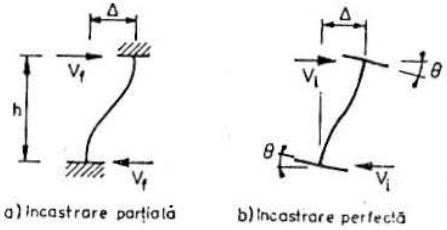


Fig. 4.3. Forțele tăietoare ca urmare a deplasărilor în stâlpi.

$$V_f = \frac{12E_cI_c}{h^3}\Delta \tag{4.5}$$

Dacă stâlpii unui etaj au același modul de elasticitate E_c și aceeași înălțime h poate fi utilizată următoarea expresie simplă pentru forțele tăietoare rezultate din deplasare:

$$V_f = \alpha k_c \Delta, \quad \text{în care} \tag{4.6}$$

$$\alpha = \frac{12E_c}{h^2} \tag{4.7}$$

reprezintă o constantă. Rigiditatea relativă la încovoiere a stâlpilor este definită ca:

$$k_c = \frac{I_c}{h} \tag{4.8}$$

unde I_c este momentul de inerție al secțiunii stâlpului în planul de încovoiere.

În cadrele reale, după cum se vede în fig. 4.3, *b*, grinzile împiedică numai parțial rotirile capetelor stâlpilor θ. Forța tăietoare poate fi reprezentată din acestă cauză ca:

$$V_i = \alpha a k_c \Delta \tag{4.9}$$

unde valoarea a se găsește între 0 și 1 și depinde de gradul de încastrare al stâlpului. În continuare trebuie stabilit ordinul de mărime al valorii a.

Prima ipoteză simplificatoare constă în considerarea tuturor rotirilor θ ale capetelor stâlpilor ca fiind egale. Prin aceasta sunt definite rigiditățile la încovoiere pentru toate grinzile și stâlpii, precum și condițiile marginale pentru rezistențele la încovoiere ale acestora.

c) Porțiuni izolate de cadru

Porțiunile de cadru, așa cum se folosesc și pentru stabilirea eforturilor secționale din încărcările gravitaționale, pot fi simplificate în continuare, prin considerarea ipotezei potrivit căreia rigiditatea fiecărei grinzi influențează în mod egal stâlpul de deasupra și de dedesubt. Rigiditatea grinzii se împarte astfel în două jumătăți ipotetice, legate fiecare de câte un stâlp. Pentru acest calcul aproximativ porțiunile de cadru din fig. 4.2, *a* se separă conform reprezentării schematice din fig. 4.4. Se calculează porțiunea complet separată de cadru, iar ulterior eforturile secționale ale tuturor porțiunilor de cadru se pot suprapune.

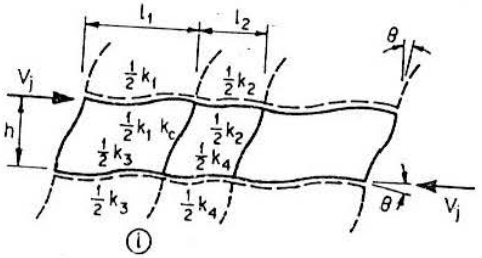


Fig. 4.4. Porțiune simplificată de cadru, folosită la calcul.

d) Încastrarea stâlpilor în grinzi

Gradul de încastrare al stâlpilor în grinzi poate fi stabilit pentru fiecare stâlp, considerând porțiunile de grindă adiacente conform fig.4.5, *a*. Capetele articulate ale grinzilor se găsesc în punctele de inflexiune ale liniei deformate reale și corespund, în consecință, simplificărilor expuse mai sus, deci jumătății deschiderii grinzii. În cazurile în care dimensiunile și, în consecință, rigiditățile porțiunilor de cadre sunt apropiate, rigiditățile la încovoiere ale porțiunilor de grindă $k_i=I_i/l_i$, pot fi luate aproximativ egale cu valoarea medie în partea superioară și în cea inferioară a unui etaj:

$$k_1 + k_2 \approx k_3 + k_4 \approx \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2} \tag{4.10}$$

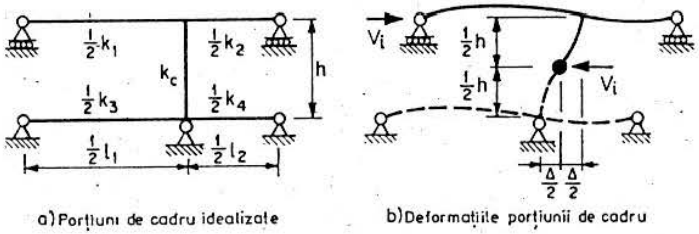


Fig 4.5. Stâlp izolat, încastrat într-o porțiune de grindă.

Dacă aplicăm acum o deplasare conform fig. 4.5, *b*, forța tăietoare rezultată în stâlp poate fi determinată ușor. Curba medie deformată arată clar că sunt semnificative numai trei elemente încovoiate ce converg în nod și sunt articulate la un capăt.

Momentul încovoietor într-un stâlp dublu încastrat (grinda infinit rigidă) generat de deplasarea Δ este, pe baza ecuației (4.5), egal cu:

$$C = \frac{6E_cI_c\Delta}{h^2} = \frac{12E_c}{h^2}\cdot\frac{h}{2}\cdot\frac{I_c}{h}\Delta = \alpha h\frac{k_c}{2}\Delta \tag{4.11}$$

Rigiditatea absolută la încovoiere, adică momentul încovoietor care provoacă o rotire unitară, este pentru grinzi (cu momentul de inerție $I/2$) și stâlpi egal cu $3E_ck_1$, $3E_ck_2$ și $6E_ck_c$. Factorul de distribuție d_c folosit în etapa următoare pentru stâlp ia următoarea valoare:

$$d_c = \frac{6E_ck_c}{3E_c(k_1 + k_2 + 2k_c)} = \frac{2}{2+k} \tag{4.12}$$

Conform ecuației (4.10), în acest caz s-a introdus următoarea aproximare:

$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c} \approx \frac{k_1 + k_2}{k_c} \tag{4.13}$$

Prin egalarea momentelor se obține momentul în stâlp:

$$M_c = (C - d_cC) = \alpha h\frac{k_c}{2}\cdot\frac{\bar{k}}{\bar{k}+2}\Delta \tag{4.14}$$

Astfel, forța tăietoare ca urmare a deplasării Δ în stâlpul i este:

$$V_i = \frac{2M_c}{h} = \alpha \frac{\bar{k}}{\bar{k}+2} k_c \Delta \tag{4.15}$$

Dacă comparăm acest rezultat cu ecuația (4.9), parametrul pentru gradul de încastrare al stâlpului devine

$$a = \frac{\bar{k}}{\bar{k}+2} \tag{4.16}$$

Rigiditatea absolută la deplasare a stâlpului este forța tăietoare care generează deplasarea unitară. Conform ecuației (4.9) ea este de $\alpha a k_c$. Rigiditatea relativă la deplasare a stâlpului i, notată de Muto cu D, rezultă:

$$D_i = \frac{\bar{k}}{\bar{k}+2} k_c \tag{4.17}$$

Astfel, forța tăietoare datorată deplasării capătului de stâlp devine:

$$V_i = \alpha D_i \Delta \tag{4.18}$$

Deplasarea capătului de stâlp Δ, care în această ecuație este deocamdată necunoscută, va fi determinată în capitolul următor.

e) Compatibilitatea deplasărilor

Compatibilitatea deplasărilor capetelor de stâlpi este asigurată de efectul de șaibă al planșeului rigid (v. subcapitolul 4.1.1.3). Deplasarea relativă a capătului de stâlp în raport cu baza sa rezultă, după cum reiese din fig. 4.6, atât din deplasarea planșeului de-a lungul celor două axe principale x și y, cât și din rotirea întregului planșeu în planul său. Deplasarea stâlpului i ca urmare a rotirii planșeului poate fi de asemenea descompusă în două deplasări de-a lungul axelor principale (v. fig. 4.6,*c*).

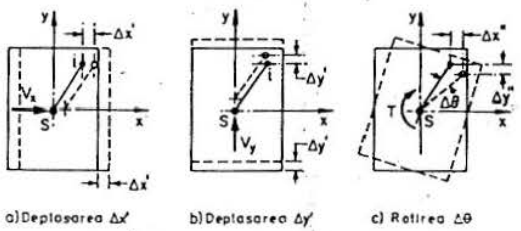


Fig. 4.6. Deplasări relative ale etajelor.

Poziția unui stâlp nedeplasat față de punctul de origine al sistemului de coordonate S este reprezentat în fig. 4.7 cu linie punctată. Ca urmare a unei deplasări de nivel $\Delta x'$, respectiv $\Delta y'$ capătul de stâlp, împreună cu tot restul capetelor de stâlp ale nivelului respectiv se deplasează cu valorile indicate de pozițiile reprezentate în figură cu *a*) și *b*). Rotirea deplasează capătul de stâlp în *c*). Suprapunerea acestor trei deplasări conduce la poziția finală a stâlpului, reprezentată în figură cu linie continuă.

Folosind notațiile și semnele din fig. 4.7, deplasarea totală a capătului de stâlp poate fi exprimată în felul următor:

$$\Delta x = \Delta x' + \Delta x'' \tag{4.19}$$

$$\Delta y = \Delta y' + \Delta y'' \tag{4.20}$$

unde:

$$\Delta x'' = r\Delta\theta \sin\theta = y_i \Delta\theta$$

$$\Delta y'' = r\Delta\theta \cos\theta = x_i \Delta\theta$$

Rezultă că:

$$\Delta x = \Delta x' + y_i \Delta\theta \tag{4.21}$$

$$\Delta y = \Delta y' - x_i \Delta\theta \tag{4.22}$$

Forțele generate în stâlp de aceste componente ale deplasării pot fi indicate acum conform ecuației (4.18):

$$V_{ix} = \alpha D_{ix} \Delta x \tag{4.23}$$

$$V_{iy} = \alpha D_{iy} \Delta y \tag{4.24}$$

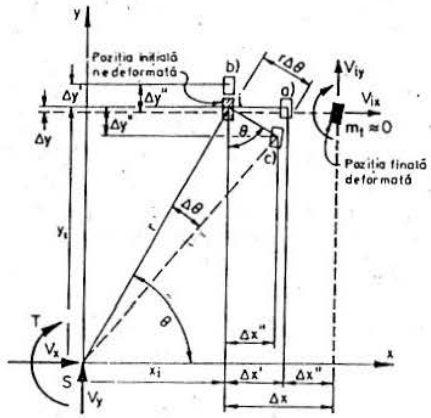


Fig. 4.7. Deplasări ale unui stâlp ca urmare a translației și rotirii unui nivel.

Cele două valori D din ecuațiile (4.23) și (4.24) pot fi calculate din expresia rigidității stâlpului și grinzii conform ecuației (4.17) pentru deplasările forțate pe direcțiile x, respectiv y. D_{ix} va fi determinat cu ajutorul momentelor de inerție ale secțiunilor de grindă și de stâlp în jurul axei y (I_{iy}), iar D_{iy} cu ajutorul celor din jurul axei x (I_{ix}). Întrucât atât unghiul de rotire $\Delta\theta$ cât și rigiditatea la torsiune ale stâlpului sunt mici, momentul de torsiune m_t din stâlp, reprezentat pentru acuratețe în fig. 4.7,

poate fi neglijat. S-a considerat de asemenea că grinzile transversale pe direcția respectivă de deplasare nu influențează această rigiditate.

f) Echilibrul forțelor de nivel

Trebuie satisfăcute următoarele condiții:

$$V_x = \sum V_{ix} \tag{4.25}$$

$$V_y = \sum V_{iy} \tag{4.26}$$

$$T = \sum y_i V_{ix} - \sum x_i V_{iy} \tag{4.27}$$

unde: V_x și V_y reprezintă forțele tăietoare de nivel pe direcțiile x și y;

T – momentul de torsiune generat de aceste forțe în jurul originii S.

Din combinarea ecuațiilor (4.23) – (4.27), utilizând expresiile deplasărilor din ecuațiile (4.21) și (4.22), rezultă:

$$V_x = \sum \alpha D_{ix}\Delta x = \alpha \sum D_{ix}\left(\Delta x' + y_i \Delta\theta\right) = \alpha\left(\Delta x' \sum D_{ix} + \Delta\theta \sum y_i D_{ix}\right) \tag{4.28}$$

$$V_y = \sum \alpha D_{iy}\Delta y = \alpha \sum D_{iy}\left(\Delta y' - x_i \Delta\theta\right) = \alpha\left(\Delta y' \sum D_{iy} - \Delta\theta \sum x_i D_{iy}\right) \tag{4.29}$$

$$T = \sum y_i\left(\alpha D_{ix}\Delta x\right) - \sum x_i\left(\alpha D_{iy}\Delta y\right) =$$

$$= \alpha\left(\Delta x' \sum y_i D_{ix} + \Delta\theta \sum y_i^2 D_{ix} - \Delta y' \sum x_i D_{iy} + \Delta\theta \sum x_i^2 D_{iy}\right) \tag{4.30}$$

Dacă alegem sistemul de coordonate pentru care $\Sigma y_i D_{ix}=\Sigma x_i D_{iy}=0$, ecuațiile de mai sus se simplifică mult. Punctul S, care satisface această condiție, este definit ca *centrul de rigiditate (centrul de rotire)* S al sistemului în cadre (definit pentru fiecare nivel, v. subcapitolul 1.6.3,a). Forța tăietoare de etaj care trece prin acest punct generează o translație pură. Componentele deplasării pentru fiecare nivel, rezultate din ecuațiile (4.28) – (4.30), sunt:

$$\Delta x' = \frac{V_x}{\alpha \Sigma D_{ix}} \tag{4.31}$$

$$\Delta y' = \frac{V_y}{\alpha \Sigma D_{iy}} \tag{4.32}$$

$$\Delta\theta = \frac{T}{\alpha\left(\Sigma y_i^2 D_{ix} + \Sigma\, x_i^2 D_{iy}\right)} \tag{4.33}$$

Mișcarea de rotație depinde deci de momentul polar de inerție I_p al valorilor D_i:

$$I_p = \Sigma y_i^2 D_{ix} + \Sigma\, x_i^2 D_{iy} \tag{4.34}$$

g) Forțe tăietoare în stâlpi

Înlocuind deplasările de nivel din ecuațiile (4.31) - (4.33) în ecuațiile (4.21) – (4.24), putem determina forțele tăietoare din stâlpi:

$$V_{ix} = \alpha D_{ix}\Delta x = \alpha D_{ix}\left(\Delta x' + y_i \Delta\theta\right) = \frac{D_{ix}}{\Sigma D_{ix}} V_x + \frac{y_i D_{ix}}{I_p} T \tag{4.35}$$

$$V_{iy} = \alpha D_{iy}\Delta y = \alpha D_{iy}\left(\Delta y' - x_i \Delta\theta\right) = \frac{D_{iy}}{\Sigma D_{ix}} V_y - \frac{x_i D_{iy}}{I_p} T \tag{4.36}$$

h) Torsiunea în sistemul de cadre

Când forțele tăietoare V_x și V_y acționează excentric față de punctul S, rezultă un moment de torsiune. La folosirea metodei forțelor echivalente statice la calculul la acțiuni seismice se consideră, în principiu, că forțele orizontale se aplică în *centrul de masă* M aflat în nivelul de deasupra celui studiat (secțiune orizontală). În exemplul din fig. 4.2,*a*, centrul de masă corespunzător centrului de greutate al celor patru niveluri haşurate poate fi stabilit din forțele axiale în stâlpi generate de încărcările gravitaționale la nivelul trei. Distanțele orizontale dintre centrul de masă și centrul de rigiditate reprezintă excentricitățile geometrice e_{sx} și e_{sy} pe direcții paralele la cele două axe de coordonate:

$$e_d = e_s \pm 0{,}1b \tag{4.37}$$

unde: e_s este excentricitatea geometrică;

b – dimensiunea clădirii, transversal pe direcția de efort considerată.

Forțele echivalente orizontale pe direcția celor două axe de coordonate și eforturile sunt de obicei studiate separat. De exemplu, momentul de torsiune corespunzător forței tăietoare V_y la o acțiune pe direcția nord-sud în clădirea reprezentată în fig. 4.102 va fi de:

$$T = e_{dx} V_y \tag{4.38}$$

Acest procedeu este exemplificat în subcapitolul 4.11.

i) Momente în stâlpi

După determinarea forțelor transversale din stâlpi pot fi calculate ușor momentele încovoietoare corespunzătoare. În condițiile prezentate în fig. 4.5,*b*, momentele din stâlpi sunt egale cu $M_i=0{,}5hV_i$.

Muto [M1] indică pentru calculul mai exact al punctului de inflexiune al axei deformate (punctul de moment nul) pe înălțimea stâlpului valoarea ηh, unde:

$$\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 \tag{4.39}$$

- η_o indică poziția acestui punct la fiecare nivel în funcție de raportul rigidităților grinzilor și stâlpilor $\bar{k}$ (ecuația 4.13);
- η_1 – coeficient de corecție pentru rigidități diferite ale grinzilor deasupra și dedesubtul stâlpului respectiv;
- η_2 și η_3 corectează poziția punctului de inflexiune în cazul în care înălțimile nivelurilor deasupra și dedesubtul stâlpului considerat diferă de înălțimea acestuia.

Valorile acestor coeficienți pentru o distribuție triunghiulară a forțelor echivalente pe înălțimea clădirii sunt date în *Anexa B*. Pentru alte distribuții ale forței echivalente se poate consulta lucrarea [M1]. Subcapitolul 4.11 prezintă o aplicație a acestei metode.

4.2.6. Regularitatea sistemului în cadre

În capitolul 1 s-a subliniat deja că unul din scopurile principale ale concepției de proiectare este obținerea unui sistem regulat și, pe cât posibil, simetric. Cu cât iregularitățile sunt mai mari, cu atât este mai dificilă estimarea comportării sistemului structural sub acțiunea cutremurelor de mare intensitate. Întrucât anumite neregularități sunt inevitabile, acestea trebuie cuantificate. În cazul unor neregularități mai mari poate deveni necesară aplicarea calculului spațial.

a) Neregularități în elevație

Neregularitățile în elevație apar atunci când rigiditățile sau masele nivelurilor diferă mult de cele medii. După cum s-a arătat anterior, sumele valorilor D ale stâlpilor i dintr-un nivel j pe cele două direcții principale $\Sigma_j D_{ix}$ și $\Sigma_j D_{iy}$ conform ecuației (4.17) pot fi aplicate ca măsură pentru rigiditatea nivelului pe cele două direcții principale. Rigiditățile medii de nivel pentru sistemul structural cu n niveluri pe cele două direcții principale sunt deci egale cu:

$$\frac{1}{n}\Sigma_n\Sigma_j D_{ix} \quad \text{și} \quad \frac{1}{n}\Sigma_n\Sigma_j D_{iy} \tag{4.40}$$

Conform fig. 4.6,*a* și *b*, rigiditatea la deplasările de nivel nu trebuie să fie mult diferită de valoarea medie. Normele japoneze de proiectare [A7] impun, de exemplu, o metodă specială de calcul atunci când raportul $n\Sigma_j D_i/\Sigma n\Sigma_j D_i$ este mai mic de 0,6 pentru nivelul j. Acest tip de neregularități în elevație apare atunci când înălțimea unui nivel este mult mai mare decât înălțimea medie de nivel sau când dimensiunile stâlpilor sunt mult micșorate.

b) Neregularități în plan

Neregularitățile în plan generează o excentricitate statică (geometrică) e_s între centrul de rigiditate al unui nivel și centrul de masă al nivelurilor de deasupra. Gradul de acceptare a acestei excentricități depinde de valorile relative ale rigidităților de deplasare și torsiune ale nivelului. Rigiditatea de torsiune poate fi definită prin razele de giratii polare pe direcțiile principale:

$$r_{Dx} = \sqrt{\frac{I_p}{\Sigma_j D_{iy}}} \quad \text{și} \quad r_{Dy} = \sqrt{\frac{I_p}{\Sigma_j D_{ix}}} \tag{4.41}$$

Referindu-ne din nou la normele japoneze [A7], se pot accepta neregularități în plan, cu condiția ca

$$\frac{e_{sx}}{r_{Dx}} < 0{,}15 \quad \text{și} \quad \frac{e_{sy}}{r_{Dy}} < 0{,}15 \tag{4.42}$$

4.3. Stabilirea momentelor în grinzi

4.3.1. Suprapunerea momentelor din forțele gravitaționale și din forțele seismice echivalente

Principiile de bază ale unui calcul elastic aproximativ al eforturilor secționale datorate forțelor gravitaționale pe modele simplificate de cadre au fost descrise în subcapitolul 4.2.4. Un astfel de cadru (simplificat) este prezentat și în figura 4.8, unde momentele încovoietoare (fig. 4.8, *e*) pot fi calculate destul de ușor manual. În cazul acestui calcul aproximativ se pleacă de la ipoteza că în urma încărcării verticale nu se produce o deplasare orizontală a grinzii. Din această cauză, suma forțelor orizontale în articulațiile stâlpilor, reprezentată în fig. 4.8, *a*, nu devine, în general, automat egală cu zero. Pentru a împiedica o deplasare orizontală a grinzii și a asigura echilibrul tuturor forțelor orizontale, conform figurii 4.8, *a*, devine necesară o forță X. Totuși, în cadrele obișnuite această forță este mică, în special în comparație cu forțele echivalente orizontale ce urmează a fi luate în calcul. Pentru simplificarea procedeului se presupune că forțele X din cadre ca urmare a forțelor gravitaționale pot fi preluate și în cazul suprapunerii altor acțiuni de restul sistemului.

Formularea simplă a procedeului pentru suprapunerea eforturilor secționale și distribuția ulterioară a acestora face necesară precizarea unor reguli și definiții. Scopul ei este de a asigura echilibrul forțelor în toate etapele de calcul, precum și reacțiunile la forțe orizontale. Definițiile sunt date folosind permanent notațiile din exemplele prezentate în figurile 4.8 și 4.9.

1. Sistemul de bază static determinat se obține prin introducerea unor articulații în punctele potrivite (fig. 4.8, *b*).
2. Momentele încovoietoare datorate forțelor gravitaționale (fig.4.8, *e*) se notează cu M_Q ($M_Q=M_D+1{,}3M_L$ sau $M_Q=0{,}9M_D$).
3. Momentele încovoietoare datorate forțelor gravitaționale în sistemul de bază se notează cu M^o (fig. 4.8, *c*).
4. Momentele încovoietoare datorate forțelor gravitaționale, rezultate din nedeterminarea statică, pe sistemele reale se notează cu M^i (fig. 4.8, *d*).
5. Ambele momente M^o și M^i reprezintă, în general, componente cunoscute ale momentelor încovoietoare M_Q datorate forțelor gravitaționale din calculul elastic: $M_Q=M^o+M^i$.
6. Momentele în grinda continuă, în dreptul nodurilor cadrelor (preluate de către stâlpi) se notează cu $\Delta(M^i)$. Aceste salturi de moment sunt marcate special în fig. 4.8, *d* în punctele *A*, *B* și *C*.
7. Forțele tăietoare provocate de forțele seismice echivalente din stâlpi generează momente încovoietoare în grinzile de cadru, notate cu M_E. Forțele tăietoare care acționează (de la stânga spre dreapta) în punctele de moment nul menționate anterior generează momentele încovoietoare în stâlpi, desenate cu linie continuă în fig. 4.9,*a*. Inversarea direcției de acționare (de la dreapta spre stânga)

generează momentele reprezentate punctat, absolut identice ca mărime. Pentru a putea distinge uşor direcţia de acţionare, momentele încovoietoare respective se notează cu M_E^s şi M_E^r. Lungimile h_1' şi h_2' nu sunt în general egale cu $h_1/2$ şi $h_2/2$ şi pot fi găsite cu ajutorul tabelelor din *Anexa B*.

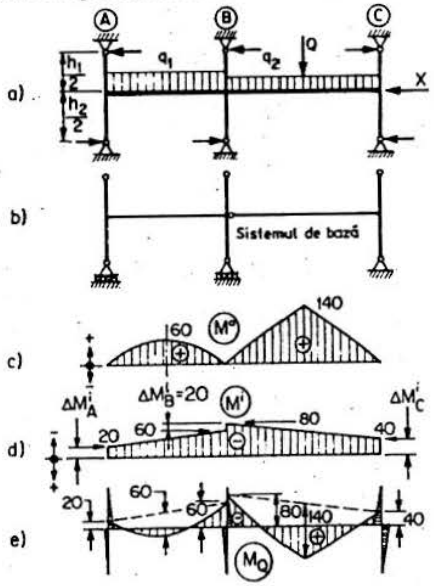


Fig. 4.8. Momente generate de forţe gravitaţionale într-o porţiune de cadru.

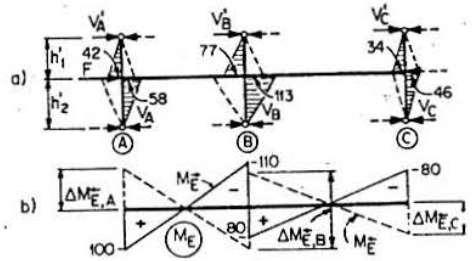


Fig. 4.9. Momente generate de forţele seismice într-o porţiune de cadru.

8. Momentele încovoietoare datorate forţelor seismice echivalente transmise grinzilor de către stâlpi se notează cu ΔM_E. Aceste salturi de moment sunt prezentate în fig. 4.9, *b*. Săgeata indică direcţia acţiunii seismice generatoare, respectiv direcţia forţei tăietoare de etaj în stâlpii superiori ai sistemului de cadre.

Întrucât momentele încovoietoare au fost calculate pe sistemul elastic, atât pentru forţele gravitaţionale cât şi pentru forţele orizontale, ele pot fi suprapuse direct. Din însumarea momentelor încovoietoare conform fig. 4.8, *e* şi 4.9, *b*, folosind coeficienţii din ecuaţiile (1.6) şi (1.7) obţinem momentele încovoietoare notate prin "calculul elastic" în fig. 4.11. S-a considerat că momentele M_Q din fig. 4.8 corespund cu $M_D + 1{,}3\,M_L$.

4.3.2. Principii pentru redistribuirea momentelor

Variaţia momentelor încovoietoare conform fig. 4.11 nu permite, în mod obişnuit, dezvoltarea în mod eficient a efortului capabil al grinzilor. De asemenea, datorită modului foarte diferit de armare necesar de o parte şi alta a unui stâlp, în special în nodurile cadrului, se poate ajunge la dificultăţi constructive şi de execuţie. Determinarea cantităţilor de armătură, superioară şi inferioară, ale unei grinzi în stânga şi dreapta stâlpului pe baza momentelor încovoietoare calculate elastic conduce de asemenea la eforturi capabile considerabile în articulaţiile plastice în cazul acţiunilor seismice de mare intensitate şi, prin aceasta, la apariţia unor momente inutil de mari în stâlpi. Un alt aspect îl constituie creşterea nedorită a capacităţii de rezistenţă a grinzilor, atunci când momentele în secţiunile de pe cele două părţi ale unui stâlp interior sunt diferite, dar, cum se întâmplă frecvent, nu se urmăreşte strict variaţia momentului încovoietor de către armătura superioară şi aceasta corespunde momentului încovoietor mai mare (170 de unităţi în exemplul din fig. 4.11). Prin aceasta, rezistenţa la încovoiere a unei deschideri este mărită în mod inutil. Întrucât conform principiilor proiectării capacităţii de rezistenţă la stabilirea rezistenţei stâlpilor s-a ţinut cont de acest efect, aceasta va avea consecinţe nefavorabile asupra dimensiunilor stâlpului.

a) Scopul redistribuţiei momentelor

Redistribuţia momentelor în stâlpi se face în scopurile următoare:

1. Reducerea mărimii momentului încovoietor maxim absolut (de regulă negativ) şi mărirea corespunzătoare a momentelor încovoietoare necritice, de regulă pozitive. Prin aceasta se asigură o distribuţie mai bună a eforturilor în grinzi.
2. Egalarea momentelor încovoietoare pentru ambele direcţii ale acţiunii seismice, de ambele părţi ale stâlpilor interiori. Prin aceasta se elimină necesitatea întreruperii şi ancorării barelor de armătură, necesitate rezultată din cerinţa obţinerii unei diferenţieri a momentelor capabile în această zonă. În acest mod, toate barele de armătură traversează continuu zona.
3. Folosirea capacităţii grinzii de a prelua momente pozitive în dreptul stâlpilor, cerinţă prevăzută în majoritatea normativelor la cel puţin jumătate din valoarea momentului încovoietor negativ din acea secţiune. Adesea, prin redistribuire se pot obţine momente de dimensionare pozitive şi negative aproximativ egale ca mărime.
4. Reducerea rezistenţei la încovoiere necesare a stâlpilor, în special acolo unde forţa axială este o forţă mică de compresiune sau chiar o forţă de întindere. Prin aceasta se reduce mult armarea de încovoiere a stâlpului.

b) Condiţii de echilibru

Echilibrul forţelor trebuie asigurat în mod obligatoriu în toate stadiile de aplicare a procedeului de redistribuire. În acest scop vor fi respectate următoarele principii:

1. Pentru că forţa de fixare relativ mică X datorată încărcărilor gravitaţionale (fig. 4.8,*a*) nu se modifică sub acţiunea combinată a încărcărilor gravitaţionale şi a forţelor seismice, pentru salturile de moment ΔM_i în grindă datorate încărcărilor gravitaţionale (fig. 4.8, *d*) vom considera:

$$\sum_{A}^{C} \Delta M^i = \text{constant} \tag{4.43}$$

Dacă în timpul redistribuirii un termen ΔM^i se modifică, de-a lungul grinzii vor trebui adaptate corespunzător şi alte valori ΔM^i. În scopul menţinerii echilibrului, redistribuţia de moment între doi stâlpi trebuie să aibă o variaţie lineară. Dacă se calculează, de exemplu, ΔM_B^i pentru modelul prezentat în fig. 4.8, *d*, valoarea absolută a lui ΔM_A^i trebuie mărită, sau cea a lui ΔM_C^i trebuie micşorată pentru a satisface ecuaţia (4.43). Aceasta corespunde în cazul stâlpilor unei deplasări paralele a liniei momentului în acelaşi câmp. Modificarea momentelor în grindă conduce de asemenea la o redistribuire a momentelor în stâlpi.

2. Indiferent de salturile de moment ΔM^i, momentele din încărcările gravitaţionale pot fi modificate nelimitat. Astfel, de exemplu, momentele la B pot fi mărite sau micşorate liber, cu condiţia ca ΔM_B^i să rămână egal cu 20 de unităţi. Prin aceasta se modifică numai momentele în grindă şi reacţiunile corespunzătoare.

3. Momentele încovoietoare în sistemul de bază M^0, conform fig. 4.8,*c*, depind direct de încărcare şi nu pot fi modificate.

4. Forţele tăietoare generate de acţiunea seismică în stâlpi, deasupra ($\Sigma V'$) şi dedesubtul (ΣV) grinzii, corespund cu valoarea de calcul a forţei orizontale capabile a porţiunii de cadru. Aceasta se poate exprima pentru porţiunile de cadru din fig.4.9 ca funcţie de momente din grinzi:

$$\sum_{A}^{C} \left(h_1' V' + h_2' V\right) = \sum_{A}^{C} \Delta M_E \tag{4.44}$$

Din aceste ecuaţii reiese că prin modificările aduse unor momente ΔM_E, efortul capabil orizontal necesar şi condiţiile respective de echilibru nu sunt afectate, cu condiţia ca suma salturilor de moment să rămână constantă.

Condiţia de echilibru de mai sus arată de asemenea că termenii sumei unui salt de moment pot fi modificaţi liber în cazul unui stâlp interior, de exemplu în cazul $\Delta M_{E,B}$ în fig. 4.9, *b*, dacă suma, adică întregul salt de moment, rămâne nemodificată. Acesta este cazul redistribuirii momentelor în grindă de pe o parte a stâlpului pe cealaltă, ceea ce corespunde unei modificări a înclinaţiei liniei momentului în două câmpuri învecinate.

5. Modificările salturilor de moment în grindă sau a termenilor acestora generează redistribuiri ale momentelor între stâlpi şi cuprind şi o redistribuire a forţelor tăietoare în stâlpi. La aceasta nu se admite modificarea sumei forţelor tăietoare corespunzătoare tuturor stâlpilor în cauză.

c) Limitele redistribuirii momentelor

Redistribuirea momentelor în interiorul unei porţiuni de cadru este posibilă numai atunci când articulaţiile plastice asigură o capacitate de rotire adecvată. Unul din scopurile principale ale proiectării la acţiuni seismice constă în asigurarea unei capacităţi de deformare suficiente, care să poată fi mobilizată în cazul unui cutremur de mare intensitate. Din motivele expuse în subcapitolul 1.2.4 deformaţiile plastice, prin urmare articulaţiile plastice vor fi prevăzute în primul rând în grinzi. Ductilitatea stâlpilor poate fi de asemenea importantă, dar se contează pe ea, în mod normal, numai pentru zone foarte limitate, cum ar fi baza stâlpilor de la parter. Atât redistribuţia eforturilor în grinzi, descrisă aici, cât şi redistribuţia momentelor şi a forţelor tăietoare între stâlpi individuali presupun rotiri postelastice în articulaţiile plastice din grinzi.

Redistribuirea momentelor modifică relativ puţin cerinţele de deformaţie post-elastică în zonele potenţial plastice. Capacitatea totală de deformare post-elastică, sub acţiuni seismice, a întregului sistem structural rămâne practic nemodificată de aceasta, deoarece deformaţiile post-elastice asociate redistribuţiilor de momente sunt mici în comparaţie cu rotaţiile plastice provocate de acţiunile seismice. Zonele potenţial plastice vor fi alcătuite în orice caz astfel încât să permită deformaţii plastice considerabile.

Din aceste considerente, în cazul grinzilor continue vârfurile de moment pot fi reduse la nevoie cu până la 30 % din valoarea maximă rezultată din combinarea forţelor gravitaţionale cu cele seismice. Mărirea corespunzătoare a momentului în alte zone ale grinzii nu este limitată. În cazurile curent întâlnite în practică, redistribuirea optimă este de regulă mult mai mică de 30 %.

4.3.3. Redistribuirea tradiţională a momentelor

Pentru ilustrarea principiilor descrise anterior vom prezenta modul de redistribuire a momentelor în porţiunea de cadru din fig. 4.8 şi 4.9. Astfel de redistribuiri nu se efectuează cel mai simplu pe cale numerică, ci prin deplasarea diagramelor de momente încovoietoare sau a liniei de referinţă a diagramei momentelor. Pentru aceste operaţii sunt, de regulă, necesare două diagrame, câte una pentru fiecare direcţie a acţiunii seismice. În continuare este explicat modul în care acest procedeu poate fi mult simplificat. În primul exemplu s-a folosit reprezentarea tradiţională (uzuală) a momentelor încovoietoare, conform fig. 4.11. Acesteia îi corespund calculele

simple de verificare prezentate în tabelul din fig. 4.10. Acest calcul tabelar nu este aproape niciodată aplicat în practică.

1. Din calculele elastice separate pentru încărcările gravitaționale și pentru forțele seismice echivalente (vezi. fig. 4.8,*e* și 4.9,*b*) se obțin momentele la capetele de grinzi, pentru combinarea acțiunilor $M_D + 1{,}3M_L + M_E^r$:

la A M_{AB} = -20 + 100 = 80 unități
la B: M_{BA} = -60 + 110 = 170 unități
M_{BC} = -80 - 80 = 0 unități
la C M_{CB} = 40 + 80 = 120 unități

Aceste momente M^r și M_E^r sunt reprezentate în cele două linii inferioare ale tabelului de jos din fig. 4.10. Momentele din grinzi care rotesc în sensul acelor de ceasornic au semnul pozitiv.

Pentru momentul încovoietor datorat încărcărilor gravitaționale în porțiunea de cadru studiată avem:

$$\Delta\Sigma M^r = -20 - 20 + 40 = 0 \text{ unități} \qquad (v.\ 4.3.2,b,1)$$

Suma momentelor încovoietoare datorate forțelor seismice echivalente pe axa grinzii trebuie calculată de asemenea:

$$\Sigma M_{E_i}^r = \Sigma\Delta M_E^r = 100 + 110 + 80 - 80 = 370 \text{ unități}$$

Aceasta trebuie să rămână nemodificată (v. 4.3.2,*b*,4). Momentele totale din suprapunerea eforturilor secționale elastice sunt reprezentate în fig. 4.11 prin linia continuă trasată cel mai sus.

Valorile momentelor pentru combinarea acțiunilor $M_D + 1{,}3M_L + M_E^r$ se calculează în același mod și se regăsesc în partea superioară a tabelului reprezentat în fig. 4.10 și 4.11.

2. Acum se poate proceda la redistribuirea momentelor. Micșorarea momentului maxim poate fi conform subcapitolului 4.3.2,*c* de cel mult 0,3×170 = 51 unități în deschiderea *A-B* și de cel mult 0,3×160 = 48 unități pe distanța *B-C*.

În *etapa 1*, pentru cazul $E^{\rightarrow}$ momentul în stânga stâlpului intermediar (*B*) se micșorează cu 48 unități la valoarea 122 unități, mărindu-se în acest scop momentul de partea opusă a stâlpului cu aceeași valoare. De aici rezultă momentele, reprezentate în fig. 4.11 cu linie întreruptă. Valorile numerice se regăsesc în partea inferioară a tabelului din fig. 4.10.

În *etapa 2*, pentru cazul $E^{\leftarrow}$ momentul în dreapta stâlpului intermediar (*B*) se micșorează cu 38 unități la valoarea 122 unități, mărindu-se în acest scop momentul de partea opusă a stâlpului de la 50 la 88 unități. Valorile numerice se regăsesc în partea superioară a tabelului din fig. 4.10 și sunt reprezentate în fig. 4.11,*b* cu linie întreruptă.

În *etapa 3*, pentru cazul $E^{\rightarrow}$ momentul grinzii în dreptul stâlpului (*C*) este micșorat cu 20 de unități și redistribuit în secțiunea în *A*, valoarea

rămân cele din tabelul din fig. 4.10 (jos) și se poate observa că prin însumarea diferitelor redistribuții obținem momentul final. Suma momentelor care rotesc în sensul acelor de ceasornic arată că forța orizontală (370 unități) rămâne nemodificată. Momentele rezultate sunt reprezentate în fig. 4.11,*a* cu linie continuă groasă.

Rezultat	-100	-88	-122	-60	Σ = - 370
Pasul 4	20			-20	Σ = 0
Pasul 2		-38	38		Σ = 0
$M^r + M_E^r$	-120	-50	-160	-40	Σ = -370
M_E^r	-100	110	-80	-80	$\sum M_E^r$ = -370
M^r	-20	60	-80	40	Σ = 0
	AB	BA	BC	CB	
M^r	-20	60	-80	40	$\sum M^r$ = 0
M_E^r	100	110	80	80	$\sum M_E^r$ = 370
$M^r + M_E^r$	80	170	0	120	$\sum M^r + \sum M_E^r$ = 370
Pasul 1		-48	48		Σ = 0
Pasul 3	20			-20	Σ = 0
Rezultat	100	122	48	100	Σ = 370

Fig. 4.10 Momente de calcul în grinzi pentru porțiunile de cadru din fig. 4.8.

Reducerea momentului în grindă cu 20 de unități în dreptul stâlpului (*C*) se face din motive practice: momentul rezultat devine egal cu cel din (*A*) și permite o simplificare a armării.

În sfârșit, în *etapa 4* se redistribuie, pentru cazul $E^{\leftarrow}$ un moment de 20 de unități din *A* în *C*, ceea ce conduce la momentele rezultate conform fig. 4.10 și 4.11,*b*.

Sunt posibile de asemenea și alte soluții. Astfel, rezistența minimă necesară la încovoiere a grinzii în dreapta stâlpului (*B*) corespunde conform 4.3.2 unui efort de cel puțin 0,5×122 = 61 unități. Pentru cazul $E^{\rightarrow}$ se pot adapta momentele rezultate din fig. 4.11, astfel că:

M_{BC}^r = 48 + 14 = 62 unități

M_{AB}^r = 100 - 0,5 × 14 = 93 unități

M_{CB}^r = 100 - 0,5 × 14 = 93 unități

În mod asemănător ele pot fi optimizate pentru cazul $E^{\leftarrow}$ (fig. 4.11,*b*), după cum urmează:

M^s_{BA} = −88 + 26 = −62 unități

M^s_{AB} = −100 + 7 = −93 unități

M^s_{CB} = −60 − 26 − 7 = −93 unități

Cu aceasta armătura superioară și inferioară a grinzii devin egale în dreptul stâlpilor exteriori, în timp ce armătura inferioară a grinzii deasupra stâlpului mijlociu este minimă. Astfel de redistribuții ale momentelor trebuie efectuate numai în cazul stabilirii armării efective (reale) a grinzii, deoarece diagramele finale de momente (cu redistribuție) trebuie să corespundă cu momentele capabile determinate pe baza secțiunilor efective de armături.

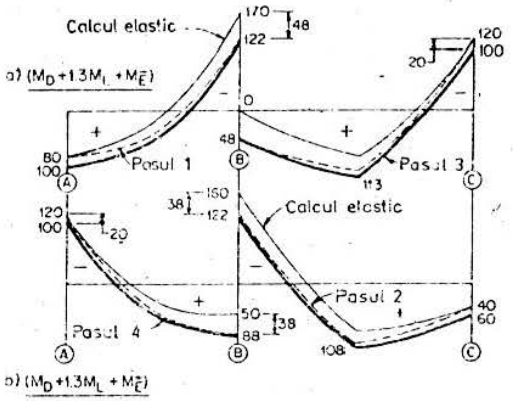


Fig. 4.11. Redistribuirea momentelor pentru două combinații ale acțiunilor.

4.3.4. Redistribuirea grafică a momentelor

Operațiile de determinare a diagramelor de momente pot fi reduse în mod semnificativ dacă în locul reprezentării tradiționale se folosește ca bază diagrama $-M^c$ conform fig. 4.8,*c*. Toate celelalte momente au o variație lineară, adică sunt reprezentate prin drepte. Utilizând o convenție de semne adecvată ca în fig. 4.8, *c* și *d*, redistribuirea momentelor comportă numai deplasarea unor drepte. Din acest considerent ambele cazuri $E^{\rightarrow}$ și $E^{\leftarrow}$ pot fi tratate în aceeași diagramă. Pentru exemplificarea acestei metode, etapele din exemplul anterior sunt reprezentate în fig. 4.12,*a* prin drepte. Utilizând convenția semnelor, momentele care provoacă întindere la fibra inferioară a grinzii sunt trasate sub noua linie de referință, de această dată curbă, prin linia (*1*) din fig. 4.12,*a*. Momentele din grinzi în fiecare deschidere se regăsesc, pentru M^c M_E, în linia a treia a părții inferioare a tabelului din fig. 4.10. Toate aceste momente generează pentru sensul $E^{\rightarrow}$ rotiri în sensul acelor de ceasornic la capetele grinzilor. Din acest motiv ele sunt reprezentate în capătul din stânga dedesubtul, iar în capătul din dreapta deasupra liniei (curbate) de referință; în fig. 4.12,*a* – linia întreruptă (*2*). Momentele încovoietoare corespunzătoare pentru combinarea $M^c + M_E$ sunt

reprezentate prin linia (*3*). Liniile (*4*) și (*5*) reprezintă rezultatele obținute după redistribuirea momentelor în dreptul stâlpului intermediar (*B*) prin etapele *1* și *2* din fig 4.11. Și în sfârșit, etapele *3* și *4* din fig.4.11 sunt reprezentate prin liniile (*6*) și (*7*).Momentul rezultat reprezentat în a doua variantă a fig. 4.12,*b* arată clar necesitatea unei armări inferioare continue a grinzii, pe toată deschiderea.

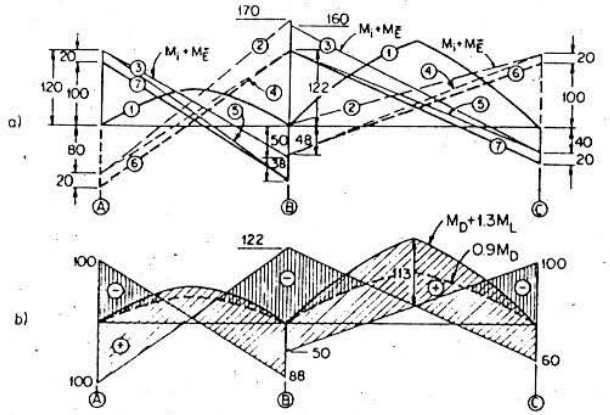


Fig. 4.12. Redistribuirea momentelor pentru patru combinații ale acțiunilor, cu folosirea liniei curbe de referință.

Dacă se cere verificarea pentru acțiunea simultană a încărcărilor gravitaționale și a forțelor seismice, de exemplu $0{,}9M_D + M_E$ conform ecuației (1.7), avantajele redistribuirii grafice a momentelor devin evidente. Momentele la capetele grinzii M^c ca urmare a încărcărilor gravitaționale reduse $0{,}9M_D$ devin mai mici decât cele datorate încărcărilor gravitaționale complete $M_D + 1{,}3M_L$. Din această cauză momentele de redistribuit vor fi ceva mai mici, pentru a obține aceleași momente de grindă ca și în cazul anterior. Din acest motiv diagrama de moment M^c pentru încărcarea permanentă redusă de durată $0{,}9\ M_D$ poate fi pur și simplu adăugată la curba înfășurătoare a momentului și utilizată ca o a doua linie de referință, cum arată linia întreruptă din fig. 4.12,*b*.

În consecință, combinația acțiunilor $0{,}9M_D + M_E$ nu este hotărâtoare. Ea influențează numai lungimea armăturii superioare în raport cu deschiderea.

Momentele de dimensionare pentru combinația acțiunilor din încărcările gravitaționale singure ($1{,}4\ M_D + 1{,}7M_L$) conform ecuației (1.5) pot fi calculate în mod asemănător. Procedeul este descris în exemplul din subcapitolul 4.11.

În exemplele referitoare la redistribuirea momentelor s-au folosit momentele din grinzi în secțiunile din axele stâlpilor. Aceasta asigură echilibrul în noduri. La evaluarea redistribuțiilor de momente nu trebuie neglijate momentele ce apar în secțiunile de la fața stâlpilor și sunt esențiale pentru dimensionarea la încovoiere. La stâlpii interiori momentele egale nu trebuie să apară în secțiunea din axul stâlpului, ci în cele de la fețele exterioare ale acestuia. Acest lucru este de asemenea prezentat în exemplul din subcapitolul 4.11.

4.4. Dimensionarea grinzilor

4.4.1. Plăcile de planşeu

Dimensionarea plăcilor de planşeu depinde foarte rar, sau aproape deloc, de eforturile generate de acţiunile seismice. Plăcile de beton monolit, armate pe una sau două direcţii şi turnate solidar cu grinzile, au un efort capabil suficient şi la solicitările corespunzătoare efectului de şaibă orizontală (diafragmă), atunci când nu au fost executate cu economii exagerate.

În cazul planşeelor prefabricate trebuie prevăzute legături suficient de puternice şi rigide în plăci, pentru asigurarea efectului de şaibă. În mod uzual, aceasta se realizează prin turnarea deasupra elementelor prefabricate a unui strat de beton armat de monolitizare relativ subţire, de regulă cu o grosime de aproximativ 60 mm. Această suprabetonare trebuie să prezinte o grosime suficientă pentru a asigura o legătură bună cu restul sistemului structural, pentru a putea prelua eforturile de forfecare din acţiunile seismice [X3]. Dacă legătura este slabă, stratul subţire de beton de monolitizare poate să voaleze sub compresiunea datorată efectului de şaibă. De regulă, este suficientă o reţea subţire de armătură în suprabetonare pentru realizarea efortului capabil necesar asigurării efectului de şaibă. Dimensionarea planşeelor la forţele gravitaţionale este tratată amănunţit în literatura de specialitate şi în normative [A1], [P2].

4.4.2. Calculul la încovoiere al grinzilor

Comportarea generală la încovoiere a elementelor din beton armat a fost analizată în subcapitolul 3.3.1. Condiţiile indicate în subcapitolul 1.6.5 privind zvelteţea elementelor structurale trebuie respectate. Din acest motiv, în capitolul de faţă sunt analizate numai problemele speciale legate de calculul la acţiuni seismice.

a) Dimensionarea la încovoiere a secţiunilor critice

Procedeul dimensionării secţiunii critice în zona unei articulaţii plastice potenţiale urmează un concept relativ simplu. Grinzile trebuie să prezinte atât la partea superioară cât şi la cea inferioară o armătură longitudinală (de încovoiere), deoarece, de regulă, în urma inversării ciclice a efortului ambele armături ajung în stadiul de curgere. La deformaţii plastice mari ale armăturii de încovoiere se produc fisuri relativ mari în zona întinsă. La inversarea efortului aceste fisuri se pot închide, în cazul în care armătura, acum comprimată, intră în curgere. Chiar dacă ţinem cont de efectul *Bauschinger* (v. subcapitolul 3.2.2,c), ea trebuie să atingă efortul unitar de curgere. O condiţie importantă pentru aceasta o constituie ancorarea perfectă a barelor de ambele părţi ale zonei plastice potenţiale. La eforturi repetate în ambele direcţii armătura comprimată este cea care asigură realizarea cuplului de forţe care determină rezistenţa la încovoiere. Ca urmare a acestui fapt, aportul betonului în zona comprimată va scădea relativ repede în timpul deformărilor elasto-plastice.

Grinda din fig. 4.12 va prezenta în dreptul stâlpului (A) teoretic aceeaşi armare superioară şi inferioară. Din această cauză, chiar după primul ciclu complet de solicitare cu deformaţii plastice importante, rezistenţa la încovoiere – v. ecuaţia (3.22) – a grinzii este asigurată de forţele dezvoltate numai în aceste două armături, iar

dimensionarea secţiunii grinzii devine mult mai simplă. Braţul interior de pârghie devine egal cu distanţa dintre centrele de greutate ale armăturilor superioară şi inferioară. Această ipoteză poate fi acceptată, în general, în cazul în care secţiunea de armătură comprimată A_s' se găseşte între minimul de $0{,}5A_s$ şi A_s [A1]. La inversarea sensului momentului în zona articulaţiei plastice, armătura longitudinală poate fi calculată cu formula următoare:

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y (d - d')} \tag{4.45}$$

în care, d şi d' reprezintă distanţele între centrul de greutate al armăturii întinse, respectiv comprimate, până la fibra cea mai comprimată de beton [respectiv, cu notaţiile folosite în ţara noastră, înălţimea utilă a grinzii h_0 şi distanţa a' a armăturii comprimate la fibra extremă - n.trad];

Φ – coeficientul de reducere a capacităţii de rezistenţă la încovoiere (v. subcapitolul 3.3.1 şi fig. 3.17).

În zonele care prezintă totdeauna momente pozitive, ca de exemplu cele din mijlocul câmpului din dreapta grinzii din fig. 4.12, se ţine cont de aportul betonului în zona comprimată. Întrucât este vorba de obicei de secţiuni în T, braţul de pârghie poate fi prevăzut, în mod corespunzător, mai mare.

b) Lăţimea activă de placă în zona întinsă

Frecvent, la calculul la momentele negative date de forţele gravitaţionale, aportul armăturii din placa planşeului este neglijat. La calculul seismic este, însă, esenţială aprecierea corectă a capacităţii de rezistenţă reale la încovoiere, deoarece, în caz contrar, rezistenţa necesară a grinzii la forţe tăietoare şi solicitările în stâlpi vor fi subevaluate.

Ca armătură activă din aripile secţiunii în T, în zona articulaţiei plastice potenţiale, este considerată acea cantitate de armătură care atinge în mod real stadiul de curgere la o acţiune seismică. Aceasta poate cuprinde o mare parte a armăturii din placa planşeului [Y2]. Definirea precisă a armăturii active din placa situată în zona întinsă este totuşi dificilă. Această dificultate este în mod special evidentă în vecinătatea stâlpilor intermediari, unde armătura superioară poate atinge, în mod simultan, curgerea la compresiune de o parte a stâlpului şi la întindere de cealaltă. Eforturile mari de aderenţă care se dezvoltă pe o distanţă relativ scurtă trebuie să poată fi descărcate prin placă în nodul cadrului.

Contribuţia efectivă a barelor de armătură în placă la preluarea momentelor negative din grindă a fost dovedită şi pe cale experimentală [M2], [Y2].

Se poate considera că la grinzile cu secţiune în T şi L armătura activă suplimentară faţă de cea din secţiunea propriu-zisă a grinzii se încadrează în următoarele lăţimi active de placă în zona întinsă:

1. În cazul grinzilor, în dreptul stâlpilor interiori, lăţimea activă de placă în zona întinsă se poate lua aproximativ egală cu de patru ori grosimea plăcii de fiecare parte a stâlpului, dacă placa este rigidizată cu o grindă transversală (fig. 4.13,*a*).

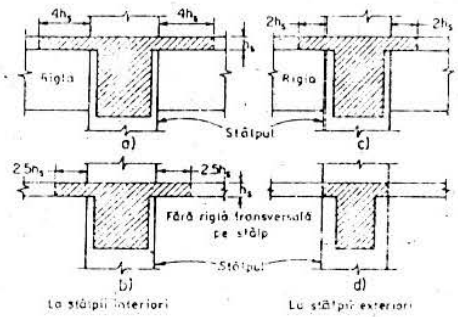


Fig. 4.13. Lățimea aripii grinzilor pentru calculul armăturii active din aripă.

2. În cazul grinzii rezemate pe stâlpi intermediari dar fără grindă transversală lățimea grosimii plăcii de fiecare parte a stâlpului (fig. 4.13.*b*). Întrucât nu există grinda transversală, dispare necesitatea transmiterii eforturilor de forfecare la nodul cadrului prin torsiune.

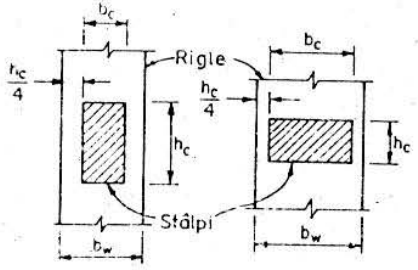
3. La stâlpii de margine, când există grinda transversală, lățimea activă de placă este aproximativ egală cu lungimea de ancoraj a armăturii, adică dublul grosimii plăcii (fig.4.13.*c*).

4. La stâlpii de margine la care nu există o grindă transversală – lățimea stâlpului (fig. 4.13.*d*).

Este evident că aceste reguli constituie aproximări grosiere, deoarece, de exemplu, armătura activă din aripa secțiunii în T crește o dată cu rotirea plastică în rosturi mari în articulațiile plastice întreaga armătură a plăcii poate deveni activă. Aportul aripilor (din zona întinsă) la rezistența grinzilor la încovoiere este studiat de asemenea în subcapitolul 4.7.6,*a*, fig. 4.73. Acesta este în orice caz mai mic în cazul plăcilor armate pe două direcții, dacă toate cele patru grinzi adiacente unui stâlp dezvoltă câte o articulație plastică.

Spre deosebire de cazul forțelor gravitaționale care generează momente în rigla cadrului asemănătoare, aproximativ, cu cele din grinzile continue, sub acțiunile seismice, momentele de încastrare din riglă produc în stâlpi momente încovoietoare de același ordin de mărime cu cele din capetele de grindă. Echilibrul forțelor interioare din nod este analizat în subcapitolul 4.7.

Este recomandabil ca majoritatea barelor de armătură de la partea superioară și inferioară ale grinzii să fie amplasate în lățimea secțiunii acesteia și să fie continuate până în mijlocul stâlpului sau continuate prin acesta. În orice caz, cel puțin 75 % din armătura longitudinală trebuie să treacă prin, sau să fie ancorată în stâlpi. Din aceleași considerente, lățimea grinzii, măsurată perpendicular pe planul cadrului, nu trebuie să fie cu mult mai mare decât cea a stâlpului. Se recomandă deci respectarea condițiilor din fig. 4.14. Conlucrarea stâlpilor cu grinzile la acțiuni seismice trebuie să fie asigurată și în cazul lățimilor excesive sau al stâlpilor excentrici (v. subcapitolul 4.7.6).



$b_{w,max} \le b_c + h_c/2 \le 2b_c$

Fig. 4.14. Lățimi maxime recomandate pentru grinzi.

c) Limitarea coeficientului de armare la încovoiere

Coeficientul maxim și minim de armare în zona articulațiilor plastice potențiale poate fi luat în felul următor:

1. Pentru ca rezistența la încovoiere a secțiunii fisurate să fie ceva mai mare decât momentul de rupere, coeficientul minim de armare este de:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \tag{4.46}$$

f_y fiind exprimat în N/mm^2.

2. Din motivele expuse în continuare, coeficientul maxim de armare trebuie să fie de:

$$\rho_{max} = \left[0,01 + 0,17\left(\frac{f'_c}{700} - 0,03\right)\right]\cdot\left(1+\frac{\rho'}{\rho}\right) \le \frac{7}{f_y} \tag{4.47}$$

unde:

$$\rho' \ge \frac{\rho}{2} \tag{4.48}$$

Aceste condiții sunt valabile în zona articulațiilor plastice definite în subcapitolul 4.4.1.4. Coeficientul de armare ρ, respectiv ρ', se calculează conform ecuației (3.20), respectiv (3.21) cu lățimea grinzii b_w și înălțimea utilă d.

Ecuația (4.47) asigură o ductilitate de curbură de cel puțin $\mu_\phi = 12$ la utilizarea unui oțel cu $f_y = 275$ N/mm^2 și 50 % armătură comprimată și la o scurtare limită a fibrei extreme de beton ε_{cu} de 0,004 [P1], [X3]. La aplicarea ecuației (4.47), chiar în cazul unor oțeluri de mare rezistență, ductilitatea de curbură disponibilă este ceva mai redusă. Trebuie neapărat subliniat că utilizarea capacității de rotire la primele cicluri de efort până în domeniul postelastic și la rapoarte mari ρ'/ρ conduce în majoritatea cazurilor la desprinderea stratului de acoperire cu beton. Mărirea armăturii comprimate peste $0,5\rho$ conduce la o creștere nesemnificativă a ductilității de curbură, în cazul în care scurtarea betonului rămâne mai mică de 0,004 (v. [P1] și 3.1.2).

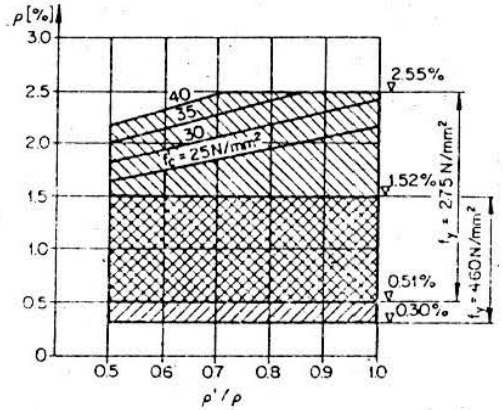


Fig. 4.15. Coeficienții maximi de armare longitudinală pentru grinzi.

Din ecuația (4.47) rezultă că, în cazul betoanelor cu rezistență mai mare, se permite mărirea coeficientului de armare. Limita superioară se referă la limitarea forței de întindere. Figura 4.15 prezintă domeniul coeficientului armăturii întinse ca funcție de mărimea armăturii comprimate și de rezistența betonului la compresiune.

Coeficientul de armare recomandat pentru zonele articulațiilor plastice este mult mai mic decât cel maxim indicat în general de norme [A1] pentru eforturile din încărcări gravitaționale. Din considerente practice și în scopul limitării armăturii transversale necesare se recomandă ca în noduri să se rămână chiar sub valorile maxime indicate mai sus și să se aplice cam 70 % ($\rho=5/f_y$) din acestea. Astfel, pentru oțelul S500 rezultă valoarea maximă recomandată de $\rho=1,1$ %.

d) Poziția și lungimea zonelor plastice potențiale

Zonele articulațiilor plastice potențiale trebuie definite cu precizie, deoarece limitările din capitolele anterioare 4.4.2,a–c, se aplică numai pentru acestea. Pentru aceste zone este necesară de asemenea respectarea unor cerințe speciale în ceea ce privește alcătuirea constructivă.

Poziția articulațiilor plastice din grinzi rezultă, în cadrele ductile ale căror comportare și dimensionare sunt determinate de acțiunile seismice (adică în cele numite cadre, respectiv deschideri solicitate predominant seismic) în mod normal în apropierea imediată a stâlpilor, după cum se prezintă în fig. 4.15 pentru deschiderea mici. Aceeași situație intervine și în deschiderile *A-B* din fig. 4.12. Dacă totuși momentele încovoietoare din câmp datorate încărcărilor gravitaționale sunt mari, adică dacă este vorba de cadre, respectiv deschideri, solicitate predominant de încărcările gravitaționale, este posibilă în mod frecvent formarea și în câmp a unei articulații plastice, cum rezultă din exemplele prezentate în fig. 4.16 și în deschiderea *A-C* din fig. 4.12. Totuși, cerințele de ductilitate prevăzute pentru articulațiile din câmp au fost alese în mod frecvent relativ prea mari, pentru aceeași ductilitate totală. Este, deci, mai indicată prevederea articulațiilor plastice în alte zone. Figura 4.16 arată de asemenea că cele două articulații din câmp dezvoltă în deschiderile mari rotiri plastice mult mai mari, adică

$\theta<\theta'<\theta''$. Aceasta poate conduce, în special în cazul articulației de lângă stâlpul din dreapta, la cerințe excesive în ceea ce privește ductilitatea de curbură. La articulația din câmp, situată la distanța l' de stâlpul din dreapta, lungimea efectivă a articulației crește, deoarece armătura se plastifică în ambele direcții. Din această cauză, ductilitatea de curbură necesară scade. Acest efect nu poate apărea însă la articulația de lângă stâlpul din dreapta, astfel încât aici ar fi necesară o ductilitate de curbură excesiv de mare.

În continuare, poate observat faptul că în cazul formării articulațiilor plastice, ca cele din deschiderea din dreapta fig. 4.16, la secțiunea seismică următoare, dinspre stânga, se vor forma articulații plastice în alte poziții. Aceasta înseamnă că în fiecare deschidere de acest gen, există nu numai două ci patru zone în care este necesară alcătuirea constructivă ca pentru articulații plastice. Rotirile plastice care s-au produs într-o astfel de pereche de articulații nu se inversează atunci când direcția acțiunii seismice se schimbă. Aceasta înseamnă, la rândul său, că în timpul deplasărilor ciclice de nivel, rotirile plastice ale articulațiilor se cumulează. Acest fenomen poate conduce la alungiri importante ale grinzilor și la eforturi suplimentare mult mai mari în stâlpi, în special în cei din primul nivel al structurilor multietajate în cadre.

În baza acestor observații, articulația plastică pozitivă ar trebui prevăzută prin măsuri constructive corespunzătoare (de exemplu prin întreruperea armăturii), să se dezvolte pe cât posibil, în vecinătatea imediată a stâlpului (v. exemplul din subcapitolul 4.11.8 cu fig. 4.113 și 4.114).

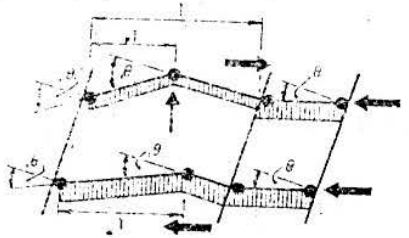


Fig. 4.16. Mecanismul de formare de articulații plastice în grinzi.

Pentru alcătuirea constructivă a zonelor de articulații plastice respectând limitările prezentate în 4.4.2,a–d, lungimea articulației plastice poate fi aleasă după cum urmează [X3]:

1. Pentru articulațiile plastice din grinzi în dreptul stâlpilor sau pereților, lungimea se va lua egală cu dublul înălțimii grinzii măsurată de la secțiunea critică (adică de la poziția articulației plastice acceptată în modelul de calcul), în direcția mijlocului grinzii (v. fig. 4.17).
2. Dacă prin modificarea poziției articulației plastice (v. fig. 4.18), secțiunea critică nu se găsește la o distanță mai mare decât înălțimea grinzii, respectiv 500 mm de marginea stâlpului, zona articulației începe la $0,5h$, respectiv. 250 mm de secțiunea critică și se întinde pe cel puțin $2h$ către mijlocul grinzii (v fig. 4.19).

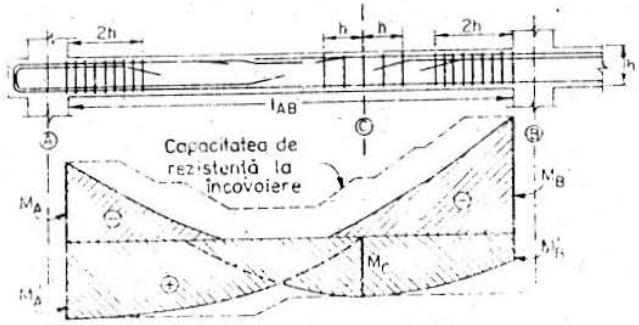


Fig.4.17. Zone de articulație plastică, având alcătuire constructivă specială

O astfel de deplasare a articulațiilor, care se îndepărtează de la marginea stâlpilor spre câmp, oferă avantaje. Lungimile de ancoraj ale barelor de armătură se măresc, împiedicând extinderea propagării plastificării armăturii cu pierderea aderenței până la fața stâlpului. Ambele efecte ameliorează mult comportarea nodurilor cadrelor în special la eforturi mari de armare ale grinzilor și la secțiuni mai mari ale barelor de

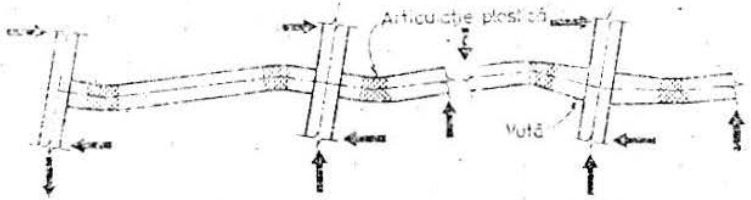


Fig. 4.18. Grinzi cu articulațiile plastice depărtate de stâlpi.

armătură (v. subcapitolul 4.7). Deplasarea unei articulații poate fi realizată conform fig. 4.19.*a* și printr-o armare specială. În cazul deschiderilor mari poate fi avantajoasă și alcătuirea de vute, conform fig. 4.19.*b*. Prin prevederea articulației plastice la capătul vutei și prin alegerea corectă a unghiului vutei se asigură plastificarea armăturii pe o lungime mare. Prin aceasta se reduc cerințele privind ductilitatea de curbură în articulație, pentru o rotire dată (în articulație).

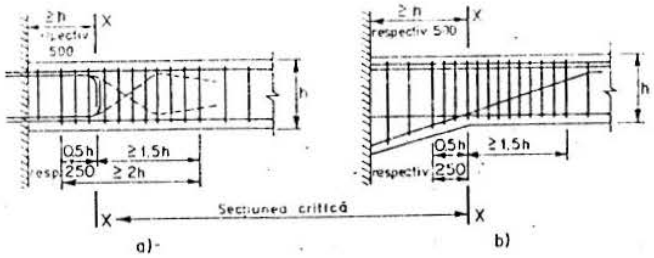


Fig. 4.19. Detalii de armare pentru articulațiile plastice deplasate.

Dacă în urma deplasării inelastice a unui cadru plastificarea armăturii se produce numai în partea superioară sau în cea inferioară a secțiunii (fără inversare de moment) zona de articulați va fi luată pe o lungime egală cu înălțimea grinzii *h* de fiecare parte a secțiunii critice. Acesta este cazul în care, de exemplu, momentul încovoietor M_C din fig. 4.17 provoacă dezvoltarea articulației plastice.

Putem deci considera, în general, că lungimea articulației, cu cerințe speciale în privința alcătuirii constructive, este egală cu de două ori înălțimea grinzii.

e) Suprarezistența articulațiilor plastice la încovoiere

Rezistența reală la încovoiere în articulațiile plastice este mai mare decât efortul capabil calculat cu ajutorul rezistenței de calcul. Ea trebuie determinată corect pentru a putea stabili forțele care apar în timpul unor deformații inelastice mai mari ale sistemului structural. Se va proceda în felul următor:

Pentru calculul rezistenței la încovoiere (a momentului capabil) se va considera întreaga armătură longitudinală a grinzii precum și armătura activă din placa planșeului, conform capitolului 4.4.2,b.

Suprarezistența la încovoiere se obține cu ajutorul coeficientului de suprarezistență λ_o (v. 1.3.4 și 3.2.2):

$$M_o = \lambda_o A_s f_y (d - d') \tag{4.49}$$

f) Coeficientul de suprarezistență la grinzi și porțiuni de cadre

În cazul grinzilor este indicată raportarea momentului capabil cu suprarezistență M_o la valoarea momentului încovoietor calculat elastic din forțele seismice echivalente M_E și utilizarea coeficientului de suprarezistență Φ_o conform ecuației (1.14):

$$\Phi_o = \frac{M_o}{M_E} \tag{4.50}$$

O secțiune tipică a grinzii, calculată la încovoiere pe baza momentului stabilit elastic $M_i = M_E/\Phi$ cu un coeficient de reducere a rezistenței Φ=0,9 are conform ecuației (1.15) (la utilizarea oțelului D) o valoare ideală pentru coeficientul de suprarezistență egală cu $\Phi_{o,ideal}=\lambda_o/\Phi=1,25/0,9=1,39$. La utilizarea oțelului HD rezultă $\Phi_{o,ideal}=1,40/0,9=1,56$, pentru oțelul S500a rezultă $\Phi_{o,ideal}=1,32/0,9=1,47$, iar pentru oțelul S500c $\Phi_{o,ideal}$ = 1,23/0,9=1,37 (v. subcapitolul 3.2.2,b).

Aceasta înseamnă că sistemele structurale, dimensionate corect pentru efortul necesar, posedă rezerve de rezistență de aproximativ 40 - 60 % în raport cu acțiunile seismice prevăzute în norme. În realitate, valoarea Φ_o este și mai mare, deoarece în mod practic este aproape imposibil și contraindicat să se calculeze exact armătura necesară pentru fiecare secțiune critică. În unele cazuri, momentul capabil necesar este asigurat deja din calculul la încărcările gravitaționale.

Spre deosebire de coeficienții de suprarezistență Φ_o ai secțiunilor individuale de grindă, conform ecuației (1.16) se utilizează un coeficient de suprarezistență de sistem ψ_o, pentru întregul nivel (porțiune de cadru) denumit în continuare coeficient de suprarezistență de etaj ψ_o. Acesta, comparat cu coeficientul de suprarezistență de etaj

ideal conform ecuației (1.17) $\psi_{o,ideal} = \Phi_{o,ideal}$, arată cât de apropiat este efortul capabil existent al întregii porțiuni de cadru de efortul capabil necesar.

Coeficienții de suprarezistență Φ_o pentru secțiunile de grindă se utilizează la calculul eforturilor secționale din stâlpi. Coeficientul de suprarezistență al grinzii din dreptul unui stâlp Φ_o se definește ca raportul sumei suprarezistențelor grinzii adiacente la stâlp la suma momentelor din grindă datorare forțelor orizontale echivalente. El poate fi de asemenea comparat cu $\Phi_{o,ideal}$. Momentele din grindă în axul stâlpului se calculează separat pentru cele două direcții opuse ale acțiunii seismice.

Procedeul va fi explicat pentru porțiunea de cadru din fig. 4.8,*a*. Figura 4.9,*b* arată că datorită forțelor echivalente în grinda din dreptul stâlpului (*C*), se produce un moment încovoietor de 80 unități. După suprapunerea cu eforturile din încărcările gravitaționale, obținem valorile de dimensionare reprezentate în fig. 4.12,*b* egale cu −100 unități și +60 unități. Presupunem că se folosește o armare cu oțel din sortimentul D, care poate prelua, având în vedere limita lui de plastificare, exact $1/\Phi=1/0,9$ din aceste valori, adică 111 și 67 unități. De aici și cu $\lambda_o=1,25$ momentele de suprarezistență vor avea 139 și 83 unități. De aici rezultă coeficienții de suprarezistență ai grinzilor pentru cele două direcții ale forțelor seismice de $\Phi_o = 139/80 = 1,73$ și $\Phi_o = 83/80 = 1,04$. Abaterile evident mari de la $\Phi_{o,ideal} = 1,39$ rezultă din eforturile secționale datorate încărcărilor gravitaționale și din redistribuirea momentelor, prin care sunt modificate valorile de calcul ale acțiunilor seismice și, respectiv, eforturile capabile stabilite elastic.

La stâlpul median al cadrului se consideră că armăturile superioară și inferioară ale grinzilor sunt continue și pot rezista la momente de $M_o = 1,25 \times 122/0,9 = 169$ unități, respectiv $M_o = 1,25 \times 88/0,9 = 122$ unități. De aici rezultă, pentru stâlpul (*B*), un coeficient de suprarezistență de:

$$\Phi_o^{\rightarrow} = \Phi_o^{\leftarrow} = (169+122)/(110+80) = 1,53$$

În același mod obținem pentru stâlpul (*A*) pentru ambele direcții ale acțiunii seismice: 1,25 x 100/0,9=139 unități și, de aici, un coeficient de suprarezistență al grinzii în dreptul stâlpului (*A*) egal cu:

$$\Phi_o^{\rightarrow} = \Phi_o^{\leftarrow} = 139/100 = 1,39.$$

Coeficienții de suprarezistență de etaj sunt:

$$\psi_o^{\rightarrow} = (139+169+122+139)/370 = 1,54 \text{ și}$$

$$\psi_o^{\leftarrow} = (139+122+169+83)/370 = 1,39$$

Excedentul de 11 % față de $\psi_{o,ideal} = 1,39$ pentru cazul $\vec{E}$ rezultă din faptul că, din motive practice, la capătul din stânga al grinzii *B-C* s-a prevăzut un moment pozitiv cu 38 de unități prea mare. Curbele înfășurătoare ale valorilor momentelor de suprarezistență pentru acest exemplu sunt prezentate în fig. 4.20. Trebuie însă subliniat că, în practică, valorile pentru coeficientul de suprarezistență de etaj ψ_o sunt în majoritatea cazurilor chiar superioare valorilor maxime, deoarece efortul capabil

necesar este, de regulă, depășit. În capitolul 4.11.8 este prezentat cazul unei rigle având armătura longitudinală diferită de o parte și de alta a unui stâlp interior. Chiar și în cazul formării unei articulații plastice în mijlocul grinzii, coeficientul de suprarezistență se va raporta la momentele de grindă, care se stabilesc prin prelungirea curbelor de moment până la axa stâlpului (v. subcapitolul 4.11).

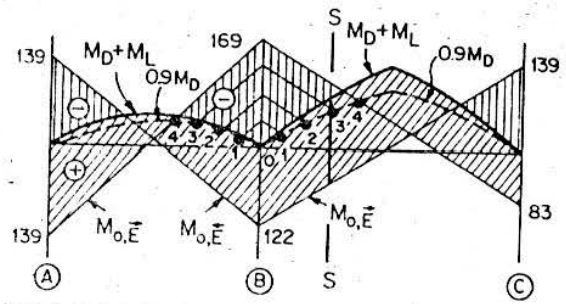


Fig.4.20. Curbele înfășurătoare ale momentelor cu suprarezistență în grinzi și întreruperea armăturii.

4.4.3. Calculul la forțe tăietoare

a) Stabilirea forțelor de calcul

Forțele tăietoare se stabilesc în ipoteza că, sub acțiunea încărcărilor gravitaționale și a forțelor seismice, în fiecare deschidere se formează simultan câte două articulații plastice. Cedarea prin forță tăietoare conduce atât la o ductilitate limitată cât și la o scădere considerabilă a capacității de deformare și a posibilității de disipare a energiei, fapt pentru care trebuie, cu orice preț, evitată. Din această cauză, la calcul vor fi folosite forțele tăietoare generate la atingerea suprarezistenței la încovoiere. Acesta este cel mai simplu exemplu de aplicare a metodei proiectării capacității de rezistență.

La grinda din fig. 4.17, forțele tăietoare maxime sunt, în cazul suprapunerilor, de:

$$V_{u,B} = V_{Q,B} + \frac{M_{o,B} + M'_{o,A}}{l_{A,B}} = V_{Q,B} + V_{o,E}^{\rightarrow} \qquad (4.51)$$

$$V_{u,A} = V_{Q,A} + \frac{M_{o,A} + M'_{o,B}}{l_{A,B}} = V_{Q,A} + V_{o,E}^{\leftarrow} \qquad (4.52)$$

Ecuația (4.51) este valabilă în cazul acțiunii încărcărilor gravitaționale și a forțelor seismice din stânga. Aici, $M_{o,B}$ și $M'_{o,A}$ sunt momentele de suprarezistență în articulațiile plastice la ambele capete (ale grinzii), l_{AB} este deschiderea, adică distanța dintre două secțiuni critice de capăt, și $V_{Q,B}$ este forța tăietoare produsă de încărcarea gravitațională în *B*, calculată pentru bara simplu rezemată cu deschiderea l_{ab}.

Ecuația (4.52) este valabilă în cazul acțiunii încărcărilor gravitaționale și a forțelor seismice din dreapta. Întrucât pentru aceasta se formează o articulație plastică în câmp în secțiunea C, $M'_{o,B}$ trebuie calculat în secțiunea B pe baza suprarezistenței momentului din secțiunea C. $M'_{o,B}$ este mai mic decât momentul de plastificare; el poate fi calculat din condițiile de echilibru sau dedus, mai simplu, din tabloul momentelor, cum arată fig. 4.108. În acest exemplu forța tăietoare în secțiunea C este nulă, deoarece diagrama de moment are în acest punct o tangentă orizontală.

Indicele o la forța tăietoare $V_{o,E}$ înseamnă că aceasta este calculată pe baza suprarezistenței mobilizate în articulația plastică.

V_Q din ecuațiile (4.51) și (4.52) va fi introdus respectiv în combinațiile de acțiuni din ecuațiile (1.8) și (1.9):

$$V_u = V_D + V_Q + V_{o,E} \tag{4.53}$$

$$V_u = 0{,}9V_D + V_{o,E} \tag{4.54}$$

Curbele înfășurătoare ale forțelor tăietoare datorate suprarezistenței în grinzile porțiunii de cadru conform fig. 4.8 și 4.12 sunt reprezentate în fig. 4.21. Diagrama de forță tăietoare V_Q pentru încărcările gravitaționale pe sistemul de bază al cadrului s-a utilizat ca linie de referință pentru a putea fi luate mai simplu în considerație cele două direcții ale acțiuni seismice. În exemplu, inversarea deplasării se va produce în primul rând în articulația plastică stângă, din deschiderea A-B. Valoarea r determinantă conform ecuației (3.49) nu este totuși foarte mare în zonele articulațiilor plastice. În deschiderea mai mare B-C nu se produce o inversare a forței tăietoare în articulațiile plastice. La calculul grinzilor la forță tăietoare, valoarea acesteia corespunzătoare suprarezistenței (de moment) în articulațiile plastice poate fi determinată aplicând, conform subcapitolului 1.3.4,a, coeficientul de reducere Φ=1.0.

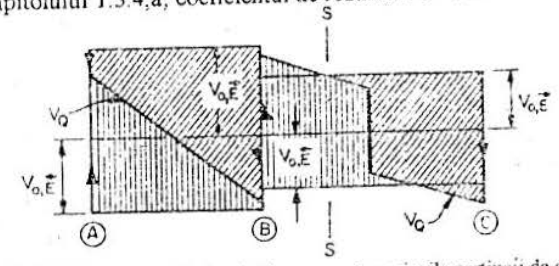


Fig.4.21. Curbele înfășurătoare ale forței tăietoare pentru grinzile porțiunii de cadru din fig.4.8

b) Dimensionarea pentru eforturile principale de compresiune și întindere

Pentru evitarea cedării la compresiune oblică, efortul unitar tangențial se limitează la următoarele valori (limita superioară de efort unitar tangențial):

– în zonele plastice potențiale conform ecuației (3.35);

– în porțiunile dintre articulații conform ecuației (3.34).

Secțiunile de grindă dimensionate normal îndeplinesc, de obicei fără probleme, aceste condiții.

Pentru calculul la eforturile unitare oblice de întindere se va proceda în felul următor:

Se va neglija aportul betonului la rezistența la forfecare în zonele plastice potențiale (v. subcapitolul 4.4.2, d). Conform subcapitolului 3.3.3, a, armătura de lunecare va trebui să preia toată forța tăietoare de calcul. Dacă efortul de lunecare depășește valoarea $0{,}3\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2] și poate urma o inversare a semnului acestuia, atunci, pentru o parte a forței tăietoare, va trebui prevăzută o armare diagonală împotriva lunecării conform 3.3.3,b. La alcătuirea armăturii de lunecare vor fi respectate cerințele descrise în subcapitolul 4.4.5, în special în ceea ce privește diametrul barelor și distanțele dintre acestea.

Nu se admite ca armătura de încovoiere dintre zonele de articulație plastică să atingă stadiul de plastificare. Din această cauză, grinzile pot fi armate transversal în aceste porțiuni conform regulilor generale. La aceasta se poate ține cont și de aportul betonului.

Exemplul din subcapitolul 4.11 prezintă o aplicație a acestui procedeu.

4.4.4. Întreruperea și ancorarea armăturii longitudinale

Principiile pentru întreruperea și ancorarea armăturii longitudinale a grinzilor sunt rezumate în subcapitolul 3.4.3 și tratate în detaliu în [A1, P1, B17, L2].

În fig. 4.20 este prezentat procedeul pentru secțiunile din dreptul stâlpului intermediar. Armătura superioară este întreruptă în acest exemplu la sfertul deschiderii. Distribuția corespunzătoare a momentului încovoietor este și ea reprezentată în figură. Conform celor două condiții prezentate în subcapitolul 3.4.3, barele trebuie să depășească punctele *0*, *1*, *2* și *3* cu $l_{u1} = d + l_d$ și punctele *1*, *2*, *3* și *4* cu l_{u2}=1,3d. Aceste puncte se găsesc pe linia momentelor de grindă simplu rezemată pentru 0,9 M_D. Prima condiție este, de regulă, cea determinantă pentru zona de suprapunere. Cel puțin un sfert din armătura superioară va trece în deschiderile învecinate [A1, X3] și poate fi înnădită la mijlocul acestora.

Fig. 4.20 arată că, în cazul armăturii inferioare din deschiderile mai lungi, întreruperile eventual posibile sunt reduse ca număr. Este, de asemenea, imposibil să se stabilească cu precizie poziția articulației plastice pozitive. Aceasta nu prezintă însă o importanță capitală dacă în zona respectivă nu se produce o inversare de moment. Dacă poate însă apărea inversarea de moment, ca de exemplu în secțiunea S, unde există forțe tăietoare mari provocate de acțiunea seismică (fig. 4.21), aceasta trebuie să fie transferată prin secțiunile traversate integral de fisuri. Armătura inferioară, care s-a deformat plastic pentru prima dată sub momentul încovoietor pozitiv, împiedică închiderea fisurilor deschise la momentele încovoietoare negative mici. Această problemă va fi analizată în exemplul 4.11.

Îmbinările armăturii inferioare vor fi amplasate cu mare atenție.

4.4.5. Stabilizarea armăturii longitudinale

Pentru a obține o comportare histeretică satisfăcătoare a zonelor plastice sub inversarea ciclică a eforturilor, trebuie evitată flambarea prematură a armăturii

longitudinale solicitate la compresiune. Se va ține cont de faptul că la deformații plastice mari, stratul de acoperire cu beton se desprinde. Barele longitudinale trebuie susținute lateral de etrieri bine ancorați, adică stabilizate.

Pentru a obține o armare corectă în zonele plastice vom respecta următoarele reguli semiempirice [X3]:

1. Fiecare bară de armătură sau fiecare grup de bare din partea superioară sau inferioară a grinzii va fi stabilizat cu ajutorul unui etrier îndoit la 90°. În cazul barelor susținute în acest fel, barele intermediare, aflate între ele la cel mult 200 mm distanță, nu trebuie susținute.

   Fig. 4.22 prezintă exemple de armătură de stabilizare pentru bare longitudinale inferioare. În fig. 4.22,*a*, barele *1* și *2* sunt ancorate perfect. Bara intermediară *3* este stabilizată pe o porțiune relativ scurtă de etrierul care susține bara *2*, deoarece distanța dintre bare este mai mică de 200 mm. Etrierul interior stabilizează astfel trei bare longitudinale.

2. Diametrul etrierilor trebuie să fie de cel puțin 8 mm; fiecare ramură trebuie să aibă cel puțin următoarea arie a secțiunii:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \cdot \frac{s}{100} \quad [\text{N, mm}] \tag{4.55}$$

unde: $\sum A_b$ este suma ariilor secțiunilor barelor longitudinale, susținute de ramura etrierului, inclusiv ariile secțiunilor barelor de armătură intermediare, nesusținute direct. Barele longitudinale, aflate la o distanță de peste 75 mm de ramura orizontală a etrierului, sunt susținute suficient de betonul înconjurător și nu trebuie calculate în A_b;

f_{yt} – valoarea de calcul a limitei de plastificare a etrierului cu suprafața secțiunii A_{te} și distanța s pe direcția longitudinală a grinzii. Forța necesară pentru stabilizare crește o dată cu distanța dintre etrieri datorită presiunii transversale a betonului. Din această cauză, formula este normată pentru $s = 100$ mm

La aceeași limită de plastificare a armăturii longitudinale și transversale, aria etrierilor cu distanța de 100 mm va reprezenta 1/16 din aria armăturii longitudinale. În fig. 4.22,*a* aria secțiunii etrierului interior este corespunzătoare ariei barei *3*: $A_{te} = (A_2 + 0{,}5A_3)/16$.

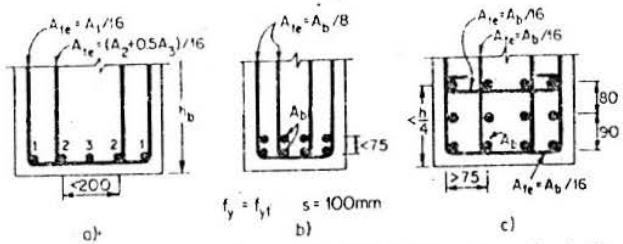


Fig. 4.22. Amplasarea și secțiunea armăturii de stabilizare în zonele plastice.

Fig. 4.22,*b* prezintă o grindă cu opt bare de armătură dispuse în partea inferioară având fiecare aria A_b. Cu $f_y = f_{yt}$ vom avea aici $A_{te} = 2A_b/16$, deoarece distanța dintre primul și al doilea rând de bare de armătură este mai mică de 75 mm.

În scopul dimensionării, ecuația (4.55) poate fi reformulată în felul următor:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{4.56}$$

3. Dacă al doilea rând de armătură longitudinală se găsește la o distanță mai mare de 100 mm de punctul de îndoire a etrierului, ca în fig. 4.22,*c*, dar la mai puțin de $h/4$ de fața comprimată a grinzii, barele învecinate ale acesteia trebuie de asemenea susținute, pentru a nu putea flamba în exterior. La barele aflate la distanță de peste $h/4$ de fața comprimată a grinzii, scurtarea este atât de mică încât dispare pericolul de flambare.
4. În zona articulațiilor plastice conform 4.4.2,d.1 și 2, cu inversare posibilă de moment, distanța dintre etrieri nu va fi mai mare de $d/4$, respectiv de 6 ori diametrul armăturii longitudinale susținute, respectiv 150 mm. Primul etrier din grindă va fi la cel mult 50 mm de fața stâlpului.
5. În zonele plastice conform 4.4.2,d.3, unde plastificarea prin întindere a barelor longitudinale datorită inversării de moment nu mai este probabilă, distanța dintre etrieri va fi de $d/3$, respectiv de 12 ori diametrul barelor longitudinale de armătură susținute, respectiv nu va depăși 200 mm.
6. Pentru calculul rezistenței la forțe tăietoare se poate ține cont de toți etrierii aflați în zonele plastice.

Acești etrieri pentru stabilizarea armăturii longitudinale limitează lungimea de flambaj a acestora și asigură în același timp o confinare bună a betonului aflat în interiorul lor. În cazul inversării de moment, condițiile sunt mai drastice decât în lipsa acestuia, deoarece tendința de flambaj crește (efectul *Bauschinger*, rigiditate tangențială redusă).

Numai în cazul grinzilor armate simetric este necesară asigurarea integrității betonului aflat în interior, deoarece în caz contrar barele de armătură pot flamba spre interior. Din această cauză, trebuie prevăzut suplimentar o armare longitudinală constructivă, bine distribuită pe înălțimea grinzii.

Transmiterea forțelor tăietoare conform alineatului 6 de mai sus este posibilă în același timp cu celelalte funcții ale etrierilor. Aria maximă a secțiunii etrierului, rezultată dintr-una din funcțiile de mai sus, devine determinantă pentru etrier. Nu se va proceda la suprapunerea acestora.

Trebuie subliniat că aceste reguli, bazate pe un număr mare de încercări experimentale, se aplică numai pentru zonele potențiale ale articulațiilor plastice ale grinzilor. În celelalte zone, care rămân elastice, este suficientă alcătuirea constructivă conform regulilor din normele tradiționale (v. exemplul din 4.11). Reguli similare pentru calcularea stâlpilor sunt prezentate în subcapitolul 4.5.10.

4.5. Dimensionarea stâlpilor

4.5.1. Cu privire la proiectarea capacității de rezistență

După cum am prezentat deja în subcapitolul 1.4, conform cu principiile proiectării capacității de rezistență, în cazul cutremurelor de mare intensitate, pentru asigurarea unui mecanism favorabil de disipare de energie este necesară formarea de articulații plastice în grinzi și nu în stâlpi. Formarea de articulații plastice în stâlpi nu este de dorit, deoarece aceasta poate conduce la un mecanism de etaj (v. fig. 1.4,*b*) și, în consecință, la o cedare prematură.

Calculul dinamic postelastic sub efectul unei variații în timp a accelerației bazei necesită un volum relativ mare de calcul pentru determinarea mecanismului de cedare. În special pentru determinarea ordinii de formare a articulațiilor plastice, inginerul este în continuare dependent de observațiile suplimentare și de metodele ajutătoare. La acestea se adaugă faptul că, pentru un calcul dinamic detaliat, este necesară cunoașterea precisă a proprietăților sistemului structural. Calculele dinamice postelastice asigură, chiar cu un efort considerabil, informațiile cele mai importante cu privire la comportarea așteptată a sistemului structural. Ele se pretează însă, mai curând, pentru o verificare ulterioară a unui sistem structural deja dimensionat decât pentru dimensionarea lui propriu-zisă. În plus, există frecvent incertitudini mari în privința cutremurului care trebuie utilizat.

Metoda de proiectare a capacității de rezistență propusă în lucrarea de față este comparativ mai simplă. Diferitele tipuri de cadre dimensionate pe baza acesteia au fost verificate pe baza calculelor dinamice susmenționate, ceea ce a condus la unele adaptări ușoare ale metodei. Capitolul următor prezintă unele lămuriri în această privință.

O caracteristică importantă a metodei constă în aceea că eforturile secționale elastice, care au fost stabilite în baza unor forțe echivalente seismice orizontale statice, sunt modificate în calculele de dimensionare a anumitor elemente de rezistență prin coeficienți de amplificare dinamică. Prin aceasta este luată în considerație și comportarea parțial inelastică în timpul acțiunilor seismice, în special ordinea dorită de formare a articulațiilor plastice. Factorii de amplificare dinamică utilizați se bazează pe studii de caz și mai pot fi oricum precizați prin cercetări suplimentare.

Metoda proiectării capacității de rezistență este deterministă și asigură sisteme structurale care pot disipa în mod controlat energia pentru un spectru larg de acțiuni seismice posibile. În pofida procedurii simple și a valorilor de calcul alese în mod prudent, se obțin, comparativ cu procedeele menționate mai sus, economii de materiale. Este evitată în special concentrarea excesivă de armătură la capetele stâlpilor.

4.5.2. Limitele de aplicare

Metoda proiectării capacității de rezistență permite stabilirea eforturilor secționale pentru dimensionarea secțiunilor critice. Ea se bazează pe forțele echivalente orizontale (v. capitolul 2), dar poate utiliza și eforturi secționale stabilite prin calcul dinamic-elastic. Efortul capabil al stâlpilor este corelat cu efortul capabil din grinzi,

nemaidepinzând astfel direct de procedeul prin care au fost determinate eforturile din grinzi date de forțele seismice echivalente.

Cadrele regulate tratate în continuare prezintă de obicei valori de $\bar{k} > 0{,}2$ [v. ecuația (4.13)]. În stâlpii unor astfel de cadre apare, sub acțiunea forțelor echivalente, la fiecare nivel un punct de inflexiune în linia deformată. Dacă această condiție de rigiditate nu este satisfăcută, la nivelurile inferioare se poate manifesta în variația momentelor un efect de consolă. Prezentul capitol oferă indicații și în ceea ce privește modul de rezolvare a unor asemenea situații. De multe ori, însă, rezolvarea se poate face în mod analog cu cea aplicată în cazul pereților sistemelor duale (capitolul 6).

La cadrele mai mici poate fi utilă acceptarea unor articulații plastice în stâlpi pentru disiparea de energie, din care cauză aplicarea proiectării capacității de rezistență nu mai este direct aplicabilă. Același lucru este valabil și în cazul controlării deplasării de nivel prin pereți sau în cazul stâlpilor de tip pendul (articulații), care nu participă la preluarea forțelor orizontale.

Dacă efortul din încărcările gravitaționale este hotărâtor, proiectarea capacității de rezistență pentru cadrele ductile poate conduce la nevoia de a dimensiona stâlpii pentru momente mult mai mari decât cele cerute de forțele seismice echivalente. În astfel de cazuri, dimensionarea în ipoteza formării de articulații plastice înaintea manifestării complete a mecanismului de grindă (v. fig. 4.96) poate conduce la rezultate mai bune. În orice caz, forțele seismice echivalente trebuie mărite, pentru ca cerințele de ductilitate în stâlpi să fie reduse. Acest procedeu este discutat în subcapitolul 4.8.

4.5.3. Echilibrarea momentelor capabile în noduri

Pentru evitarea formării unor articulații plastice la capătul stâlpilor unui etaj (excepție făcând primul și ultimul nivel), aceștia trebuie să fie capabili de a prelua momentul încovoietor maxim corespunzător mecanismului de grindă învecinat fără a se deforma plastic. Acest moment rezultă a fi egal cu:

$$M_c = \Phi_o M_E \tag{4.57}$$

unde: M_E este momentul încovoietor al stâlpului din calculul elastic sub acțiunea forțelor orizontale echivalente (v. 1.3). În fig. 4.23 (stânga) este prezentată o variație tipică a M_E în stâlpii unui cadru;

Φ_o - coeficientul de suprarezistență al cadrului, adică raportul dintre suma rezistențelor la încovoiere la suprarezistență ale grinzii legate de stâlp și suma momentelor datorate forțelor seismice echivalente; a fost explicat în subcapitolul 4.4.2,f. Deoarece în nodul unui cadru suma momentelor grinzilor este egală (dar din direcție opusă) cu suma momentelor din stâlpi, modificarea momentelor grinzilor provoacă modificarea corespunzătoare a momentelor stâlpilor. Din această cauză, coeficientul de suprarezistență al grinzilor poate fi aplicat și la calculul stâlpilor. La calculul acestui coeficient s-a ținut cont de originea momentelor, de distribuția și de amplasarea armăturii. Din acest motiv, la aplicarea ecuației (4.57) nu se va mai ține cont de momentele din forțele gravitaționale (fig. 4.8,*e*).

Ecuația (4.57) implică faptul că suprarezistența grinzii se distribuie în capetele de jos și de sus ale stâlpilor, ca în calculul elastic făcut sub forțele seismice echivalente. Acest aspect nu este însă întrutotul real și va fi studiat mai amănunțit în subcapitolul 4.5.4.

Pentru aplicarea la întregul sistem structural, coeficienții Φ_o trebuie ușor adaptați.

1. În toate etajele superioare, cu excepția ultimului (planșeul de acoperiș) Φ_o trebuie calculat separat pentru cele două direcții principale, pe baza suprarezistenței secțiunilor de grindă.

2. La baza stâlpilor de la primul nivel, respectiv la nivelul fundației, unde în mod normal se adoptă o încastrare rigidă, din care cauză poate fi mobilizată întreaga suprarezistență a stâlpului la încovoiere, nu dispunem de grinzi care se pot deforma plastic. Aici, utilizarea lui Φ_o nu pare rațională. Efortul capabil al stâlpilor acestui etaj trebuie să fie totuși comparabil cu al stâlpilor celorlalte etaje. Din această cauză, se poate totuși aplica o valoare Φ_o pentru baza stâlpului, care nu trebuie să fie mai mică de 1,4 (se aplică $\Phi_o \geq 1/\Phi$, unde, conform [A1, X3] coeficientul de reducere al rezistenței pentru stâlpi este $\Phi \geq 0{,}7$).

3. În mod normal, pentru dimensionarea grinzilor de la ultimul etaj (planșeul de acoperiș) sunt determinante încărcările gravitaționale. Stâlpii acestui etaj nu trebuie să fie calculați, la partea lor superioară, pentru un moment mărit, deoarece forța axială este mică și în acest loc nu este admisă formarea de articulații plastice la capul stâlpului. Din această cauză, aici se poate aplica $\Phi_o = 1/\Phi = 1/0{,}9 \approx 1{,}1$.

4. Dacă un stâlp este mult mai rigid decât grinda adiacentă, la etajele inferioare poate predomina un efect de consolă. În astfel de cazuri, momentul datorat forțelor seismice echivalente la baza stâlpilor (din primul și ultimul etaj) poate fi mai mare decât suma momentelor din grinzile care converg în stâlpul respectiv. Un exemplu tipic al unei astfel de variații a momentelor din stâlpi este prezentat în fig. 4.29. În acest caz, coeficientul de suprarezistență al grinzii nu va fi aplicat la stâlp conform 4.4.2.f. Mai curând, poate fi aplicată valoarea $\Phi_o = 1{,}4$, pentru toate etajele inferioare celui în care punctul de moment nul este încă pe înălțimea etajului, sub acțiunea forțelor seismice echivalente. În fig. 4.29,*a*, valorile momentelor încovoietoare calculate în acest mod sunt reprezentate haşurat. O a doua posibilitate este aceea de a utiliza metoda descrisă în capitolul 6, pentru structuri mixte (cadre plus pereți structurali).

Utilizarea coeficientului de suprarezistență există și în practica americană de proiectare [A1, A4, X4]; independent de proprietățile deosebite ale oțelului de armătură utilizat, la efectuarea dimensionării la forța tăietoare, pentru estimarea rezistenței la încovoiere a secțiunilor critice de grinzi se aplică $\lambda_o = 1{,}25$. Se aplică conceptul "stâlpi puternici – grinzi slabe", unde, într-un nod de cadru, nu este permis ca suma rezistențelor de calcul la încovoiere ale stâlpilor adiacenți, raportată la cea a grinzilor, să fie mai mică de 1,2. Întrucât coeficientul de reducere al rezistenței pentru grinzi, respectiv pentru stâlpi (începând cu o anumită valoare a forței axiale) se aplică de 0.9, respectiv 0.7, rezultă un raport al rezistențelor la încovoiere de $1{,}2 \times 0.9/0.7 = 1{,}54$. Deoarece valorile momentelor în stâlpi deasupra și dedesubtul nodului nu sunt analizate

mai amănunțit și acțiunile dinamice datorate modurilor superioare de oscilație nu sunt luate în considerație, formarea articulațiilor plastice la capetele stâlpilor este totuși probabilă. Din această cauză, ambele capete ale tuturor stâlpilor trebuie prevăzute cu o armătură de confinare, iar îmbinările armăturii verticale vor fi amplasate la mijlocul stâlpilor. Se consideră că rezerva de 54 % rezistență la încovoiere a stâlpilor în comparație cu cea a grinzilor este capabilă să preîntâmpine formarea mecanismelor de etaj ("soft storeys"). Metoda general folosită în SUA este admisă și în Noua Zeelandă. Datorită obligativității de a confina toate capetele de stâlpi și de a dispune toate îmbinările de armătură verticală la mijlocul stâlpilor (dificil de realizat din punct de vedere tehnologic), metoda nu este practic utilizată. Este preferat mai frecvent procedeul descris în cele ce urmează.

4.5.4. Coeficientul de amplificare dinamică pentru momentele din stâlpi

a) Generalități

Momentele încovoietoare calculate pe baza forțelor seismice echivalente orizontale constitue o bază suficient de precisă pentru calculul grinzilor. Acest lucru nu mai este valabil pentru calculul stâlpilor. Trebuie evitată deformarea plastică prea timpurie a stâlpilor în timpul răspunsului inelastic al cadrului, de exemplu în urma excitării modurilor proprii superioare de oscilație, deoarece ei sunt supuși unor eforturi care se abat mai mult sau mai puțin de la rezultatele calculului elastic echivalent. Din această cauză se aplică un coeficient de amplificare dinamică ω.

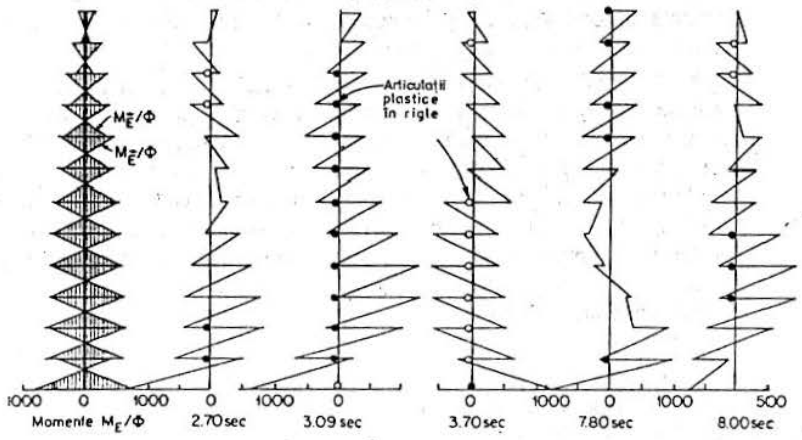


Fig. 4.23. Compararea momentelor încovoietoare în stâlpi datorate acțiunilor dinamice.

Pentru exemplificarea acestui efect, în fig. 4.23 este reprezentat un cadru cu douăsprezece niveluri calculat conform regulilor prezentate în capitolul de față [P7]. Prima diagramă reprezintă momentele M_E/Φ din stâlpi, rezultate din calculul elastic

pentru forţele seismice echivalente. Următoarele diagrame de momente încovoietoare sunt cele ce se dezvoltă în diferite momente ale răspunsului dinamic al cadrului. În anumite zone, abaterile de la momentele din forţe echivalente sunt considerabile. Cercurile indică rotaţii plastice în sensul acelor de ceasornic, punctele, cele în sens invers. Atât poziţia punctelor de inflexiune a liniei deformate a stâlpilor (punctul de moment nul), cât şi mărimea momentului încovoietor prezintă modificări importante. Uneori punctele de moment nul dispar pe înălţimea stâlpului şi atât momentele încovoietoare cât şi forţele tăietoare schimbă semnul.

Diagrama de momente din forţele seismice echivalente orizontale corespunde aproximativ primei perioade proprii de oscilaţie. Modurile proprii mai înalte influenţează totuşi foarte puternic momentele încovoietoare, în special la etajele superioare. Pentru exprimarea cantitativă a acestor efecte dinamice, la momentele calculate static se aplică coeficientul de amplificare dinamică pentru momentul încovoietor în stâlpi ω. Din ecuaţia (4.57) obţinem:

$$M = \omega \Phi_o M_E \qquad (4.58)$$

Mărimea coeficientului de amplificare dinamică este determinată de următoarele trei aspecte:

1. Pentru toate etajele, cu excepţia ultimului, trebuie evitată formarea unui mecanism de etaj ("soft storey mechanism"), adică formarea simultană a articulaţiilor plastice la capetele stâlpilor unui etaj.
2. Trebuie, de asemenea, evitată formarea chiar şi a unei singure articulaţii plastice în stâlp (cu excepţia stâlpilor de la primul şi ultimele două niveluri). Aceasta permite o reducere substanţială a cerinţelor privind confinarea, rezistenţa la forţă tăietoare şi îmbinările armăturii longitudinale a stâlpilor, întrucât în ei nu se mai aşteaptă formarea de articulaţii plastice.
3. Suprasolicitarea excepţională a unui stâlp în interiorul sistemului de cadre nu generează pericole deosebite. Deformarea plastică a stâlpilor la solicitări seismice nu este echivalentă cu formarea de articulaţii plastice. Pentru formarea articulaţiilor plastice sunt necesare deplasări de o anumită mărime care, atunci când se produc, conduc la apariţia de articulaţii plastice în toţi stâlpii etajului. Atâta timp cât un număr de stâlpi ai aceluiaşi etaj rămân elastici, nu se impun cerinţe speciale de ductilitate nici la cei care prezintă deformaţii plastice ale armăturii; înseamnă, deci, că în grinzile adiacente nu se formează articulaţii plastice.

b) Stâpii cadrelor plane

Dacă acţiunea seismică oblică pe planul cadrului este preluată în special de către pereţii structurali, stâlpii pot fi consideraţi parte a unui cadru plan (nu apare un efort seismic oblic pe planul cadrului).

Pentru aceşti stâlpi a fost stabilită din înfăşurătoarele diagramelor de moment determinate pe baza calculului dinamic efectuat pentru un număr mare de cadre tipice, următoarea ecuaţie [P4, P6, P17]:

$$\omega = 0{,}6\, T_1 + 0{,}85 \qquad (4.59)$$

în care: $1{,}3 \le \omega \le 1{,}8$;

T_1 – perioada de oscilaţie a primului mod propriu, de ex. cu aproximaţie conform ecuaţiei (2.22), exprimată în s.

c) Stâlpii cadrelor spaţiale

Stâlpii cadrelor spaţiale trebuie calculaţi pentru eforturi simultane pe ambele direcţii principale. Acest lucru necesită, în principiu, calculul la încovoiere oblică cu forţă axială. Trebuie de asemenea luată în consideraţie formarea simultană a articulaţiilor plastice în cele maximum patru grinzi adiacente la stâlp (v. fig. 4.48,*d*). Acest procedeu de calcul poate deveni destul de laborios. La un stâlp interior, factorul de suprarezistenţă şi factorul de amplificare dinamică a momenteleor la capetele stâlpilor deasupra şi dedesubtul nodului studiat trebuie aproximate pe ambele direcţii principale. Probabilitatea ca la amplificarea dinamică extremă în toate articulaţiile plastice din grinzi să se dezvolte întreaga suprarezistenţă, scade la creşterea numărului de elemente structurale participante.

Pentru simplificarea calculului se propune să se mărească şi să se aplice în aşa fel coeficienţii de amplificare dinamică, încât calculul stâlpilor pentru cele două direcţii principale să poată fi efectuat separat. Acest procedeu este suficient pentru evitarea comportării plastice prea timpurii a stâlpilor, chiar şi în cazul unui efort spaţial.

Pentru stâlpii cadrelor spaţiale se aplică:

$$\omega = 0{,}5\, T_1 + 1{,}1 \qquad (4.60)$$

unde $1{,}5 \le \omega \le 1{,}9$; T_1 se exprimă în s.

Valorile coeficientului de amplificare dinamică pentru cadrele plane şi spaţiale sunt prezentate în tabelul din fig. 4.24.

Valoarea minimă ω=1,5 pentru cadrele spaţiale a fost stabilită în aşa fel încât stâlpul să poată prelua momentele în suprarezistenţă, induse simultan din două direcţii de către grinzi. Presupunând că la un stâlp pătrat rezistenţa la încovoiere este pe diagonală de numai 90 % din rezistenţa la încovoiere disponibilă pe axele principale *1* şi *2*, egală cu $M_1 \approx M_2$, vom avea:

$$M_d = \sqrt{(M_1)^2 + (M_2)^2} = \sqrt{2} M_1, \quad \text{astfel } \omega = \sqrt{2}/0{,}9 \approx 1{,}5. \qquad (4.61)$$

Tipul cadrului	Perioada proprie de oscilaţie [s]									
	<0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	>1,6
Plan	1,30	1,33	1,39	1,45	1,51	1,57	1,63	1,69	1,75	1,80
Spaţial	1.50	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90

Fig. 4.24. Coeficientul de amplificare dinamică ω pentru momentele induse seismic în stâlpii cadrelor plane şi spaţiale.

Aceste valori sunt în mod firesc diferite pentru stâlpii cu alte secţiuni, dar pot fi aplicate ca o aproximare logică pentru toţi stâlpii unui etaj.

Probabilitatea unor momente încovoietoare oblice mari pe o secțiune de stâlp ca urmare a unor moduri înalte de vibrație excitate simultan pe ambele direcții scade cu creșterea perioadei fundamentale. Din această cauză, rata de creștere a coeficientului de amplificare ω pentru încovoierea oblică [ecuația (4.60) comparativ cu ecuația (4.59)] scade de asemenea o dată cu creșterea perioadei fundamentale de oscilație.

d) Stâlpii în primul nivel

Sub eforturi seismice sunt de așteptat la baza stâlpilor primului nivel, respectiv deasupra fundației, articulații plastice cu cerințe relativ mari de ductilitate. Din această cauză, stâlpii respectivi trebuie armați în mod corespunzător (v. fig. 1.4,*a*). Rezistența necesară a stâlpilor în secțiunea deasupra fundației nu este influențată de modurile proprii superioare de oscilație. Pentru a ne asigura că stâlpii cadrelor spațiale sunt dimensionați suficient pentru orice încovoiere oblică, este suficientă o mărire cu 10 % a momentelor de calcul pe direcțiile principale. Din această cauză, coeficientul de amplificare dinamică la baza stâlpilor primului nivel va fi următorul:

ω = 1,0 pentru cadrele plane;

ω = 1,1 pentru cadrele spațiale.

Aprecieri similare se aplică și pentru stâlpii ultimului nivel.

e) Influența modurilor proprii superioare de oscilație asupra eforturilor dinamice

Modurile proprii superioare de oscilație au o influență mult mai mare în etajele superioare asupra momentelor din stâlpi decât în etajele inferioare. Din această cauză, ecuațiile (4.59) și (4.60), respectiv valorile din tabelul din fig. 4.24 sunt valabile numai la înălțimi începând cu de la 0,3 ori înălțimea totală a cadrului, măsurată de la punctul efectiv de încastrare a stâlpului de la primul nivel în fundație. Deasupra acestor 30 % din înălțime se adoptă o creștere lineară a lui ω, observând totuși ca la planșeul de deasupra primului nivel să nu se adopte valori mai mici decât valorile minime ale ecuațiilor (4.59) și (4.60), adică 1,3 și 1,5. Pe de altă parte, în stâlpii ultimelor două niveluri ale unui sistem multietajat de cadre se admite formarea articulațiilor plastice, din care cauză se permite aplicarea unor valori mai mici ale lui ω. La planșeul de deasupra penultimului nivel, ω va fi adoptat în cazul cadrelor plane egal cu 1,3, iar în cazul cadrelor spațiale ω=1,5, iar la planșeul de deasupra ultimului nivel, ω =1,0 și ω=1,1.

Figura 4.25 prezintă o exemplificare a acestei reguli. A fost considerată o clădire de 15 niveluri în cadre plane, respectiv spațiale, cu perioada proprie fundamentală de oscilație de T_1=1,5 s. Săgețile din figură indică paragrafele respective de text. Diagrama de moment reprezentată a rezultat din calculul elastic la forțe seismice echivalente.

f) Stâlpi cu efect predominant de consolă

Astfel de stâlpi (v. fig. 4.29) trebuie analizați în mod special. În etajul fără punct nul de moment, respectiv fără punct de inflexiune în linia deformată (calcul elastic), momentele determinante nu sunt aproape deloc influențate de modurile proprii superioare de oscilație. Pentru astfel de stâlpi, la cota planșeului de deasupra primului nivel poate fi adoptată valoarea minimă a lui ω de 1,3 și 1,5 după care se crește linear până la valoarea din ecuațiile (4.59) și (4.60) peste etajul cel mai de jos, cu un punct de

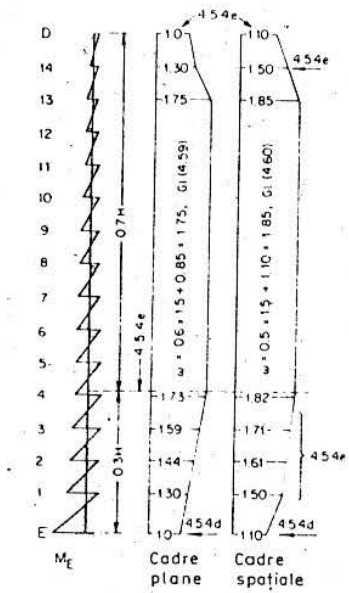


Fig. 4.25. Momente încovoietoare elastice și factori de amplificare dinamică pentru stâlpii din exemplul de cadre cu 15 niveluri.

inflexiune în linia deformată a stâlpului. Această regulă, reprezentată în fig. 2.29,*a* sub forma valorilor numerice ale lui ω, este mai puțin rigidă decât cea reprezentată în fig. 4.25, deoarece etajul cu un punct de inflexiune în linia deformată a stâlpului se găsește mai sus decât 0,3*H* deasupra fundației. Acest procedeu trebuie să asigure că articulațiile plastice din stâlpi pot să se formeze numai în punctul cel mai coborât de încastrare și este exclus în etajele următoare.

4.5.5. Forțele axiale de calcul

Pornind de la metoda proiectării capacității de rezistență, pentru fiecare etaj forțele tăietoare asociate dezvoltării de momente plastice cu suprarezistențe în grinzi dau o forță axială maximă în stâlpi. Calculul acestor forțe tăietoare a fost studiat în subcapitolul 4.4.3,a. Din însumarea forțelor tăietoare deasupra secțiunii de stâlp analizate rezultă valoarea maximă a forței axiale care poate fi așteptată în stâlp.

Cu creșterea numărului de niveluri este totuși de așteptat să scadă numărul grinzilor în care articulațiile plastice dezvoltă întreaga suprarezistență. Din această cauză se aplică o reducere a forței axiale induse seismic cu ajutorul coeficientului de reducere R_v. Astfel, forța axială utilizată, datorată suprarezistenței grinzilor, luată împreună cu forțele axiale din încărcările gravitaționale, devine:

Numărul de niveluri deasupra etajului studiat	Coeficientul de amplificare dinamică ω					
	≤1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
≥20	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

Fig. 4.26. Coeficientul de reducere R_v pentru forțele axiale induse seismic în stâlpi.

$$P_{o,E} = R_v \sum V_{o,E}\,, \tag{4.62}$$

unde: $\sum V_{o,E}$ este suma forțelor tăietoare induse seismic în grinzile de deasupra secțiunii considerate de stâlp, ținând cont de suprarezistență și de semnele diferite ale forțelor tăietoare de ambele părți ale stâlpului conform subcapitolului 4.4.3,a;

R_v – coeficienții de reducere, indicați în tabelul din fig. 4.26 în funcție de coeficienții de amplificare dinamică ai etajului studiat (v. fig. 4.25). La valori ale ω conform ecuației (4.59), respectiv (4.60), de cel mult 1,4 se aplică o reducere a forței axiale de 1,5 % de etaj, până la un maxim de 20 % la 20 sau mai multe niveluri.

Deoarece este puțin probabil ca forțele axiale maxime să se manifeste simultan cu momentele încovoietoare maxime, care rezultă ținând cont de excitarea modurilor proprii mai înalte de oscilație, la ω > 1,4 se aplică reduceri mai mari decât cele indicate mai sus. Reducerea maximă este luată pentru ω=1,9 egală cu 2,3 % de etaj deasupra secțiunii studiate (ultima coloană în tabelul din fig. 4.26).

La însumarea forțelor tăietoare, se va ține cont de toate grinzile orientate în toate direcțiile.

Frecvent, aplicarea ecuației (4.62) poate fi neglijată în cazul stâlpilor interiori, întrucât la deschideri aproximativ egale, forțele axiale datorate cutremurului sunt foarte mici în comparație cu cele datorate încărcărilor gravitaționale. La stâlpii exteriori, și în special la cei de colț, apare și o creștere considerabilă a forței axiale la acțiuni seismice oblice, de care trebuie să se țină seamă. Dacă coeficienții de amplificare dinamică sunt diferiți pe cele două direcții principale, la calculul lui R_v va fi utilizată valoarea cea mai mare.

Considerații similare conduc și la formulele cunoscute de reducere a încărcărilor utile întâlnite în majoritatea codurilor de proiectare (v. 1.3.2,b).

Combinațiile de acțiuni luate în considerare la stabilirea forțelor axiale de calcul pentru stâlpi sunt conform ecuațiilor (1.8) și (1.9):

$$P_u = P_D + P_L + P_{o,E} \tag{4.63}$$

$$P_u = 0{,}9P_D + P_{o,E} \tag{4.64}$$

Pentru valorile maximă și minimă ale lui P_u se va ține cont de direcțiile diferite ale acțiunilor seismice și deci de semnele diferite ale valorii numerice a lui $P_{o,E}$.

4.5.6. Momentele încovoietoare de calcul

a) Momentele încovoietoare semnificative

În capitolele anterioare s-a arătat că momentele încovoietoare M_E obținute pentru stâlpi din forțele seismice echivalente la nivelul axelor grinzilor trebuie mărite pentru a lua în considerație suprarezistența grinzilor (Φ_o) și efectul modurilor proprii superioare de oscilație (ω). Momentele din stâlpi rezultă conform ecuației (4.58) egale cu $M = \omega\Phi_o M_E$.

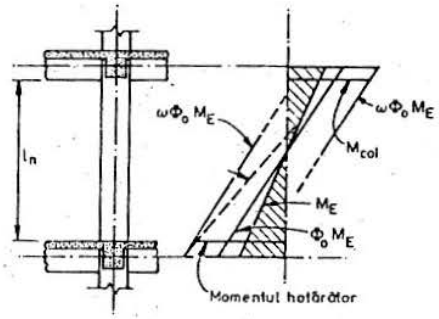


Fig. 4.27. Amplificarea momentelor într-un stâlp.

Cu coeficientul Φ_o trebuie amplificată întreaga diagramă de momente. Dimpotrivă, cu coeficientul ω sunt amplificate numai momentele de la capetele stâlpilor. Aceste două etape sunt prezentate în fig. 4.27 pentru stâlpii unui etaj. Momentele de la capetele stâlpilor, calculate în acest mod, nu apar totuși simultan.

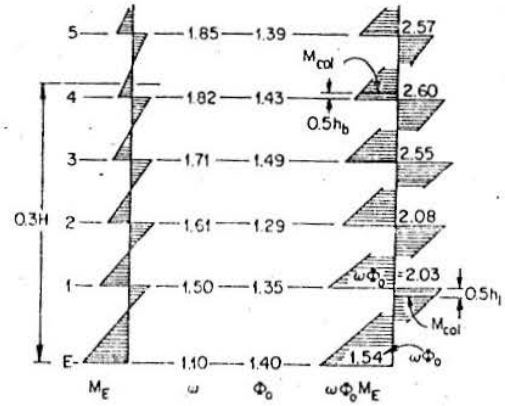


Fig. 4.28. Amplificarea momentelor la un stâlp în etajele inferioare ale unui sistem de cadre spațiale de 15 niveluri.

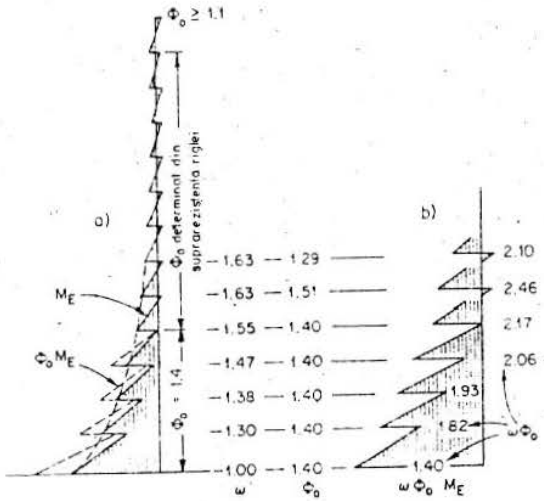


Fig. 4.29. Amplificarea momentelor la un stâlp cu efect de consolă în etajele inferioare ale unui sistem de cadre plane.

Amplificarea momentelor unui stâlp din etajele inferioare ale unui sistem de cadre spațiale conform fig. 4.25 este reprezentată în fig. 4.28. În fig. 4.29,*b* este reprezentat un exemplu asemănător pentru un etaj inferior al unui sistem de cadre plane cu efect dominant de consolă la stâlpi (v. 4.5.3.4 și 4.5.4,f). Perioada fundamentală de oscilație este aici de $T_1 = 1,3$ s, astfel că din tabelul prezentat în fig. 4.24 a rezultat $\omega = 1,63$.

Secțiunea de dimensionare a stâlpului se găsește în dreptul fețelor superioară și inferioară ale grinzii. Din această cauză, momentele din stâlp, calculate în dreptul axei grinzii, pot fi reduse. Panta diagramei de moment în stâlp este necunoscută, deoarece practic este imposibil să se stabilească forța tăietoare capabilă la atingerea momentului maxim. În mod tradițional se consideră că numai 60 % din forța tăietoare de calcul V_{col} acționează simultan cu momentul de calcul. Cu acesta, momentul de la nivelul axei acționează simultan cu momentul de calcul. Cu acesta, momentul de la nivelul axei grinzii în stâlp (v. fig. 4.28) poate fi redus cu $\Delta M = 0,6\times0,5h_bV_{col}$, unde h_b este înălțimea grinzii. Momentul de calcul, care acționează împreună cu forța axială P_u, utilizat pentru stabilirea rezistenței necesare la capetele stâpilor va fi calculat, deci, conform fig. 4.27, pentru ambele direcții principale, după cum urmează:

$$M_{col} = \omega\Phi_o M_E - 0,3h_bV_{col} \qquad (4.65)$$

unde V_{col} este forța tăietoare de calcul pentru stâlpul analizat conform 4.5.7.

b) Reducerea momentelor de calcul

Momentele de calcul pot fi reduse cu condiția ca din această reducere numai un număr mic de stâlpi pe un etaj să se comporte plastic. Acest fapt este important la stâlpii cu forțe mici de compresiune sau cu forțe de întindere, deoarece în caz contrar cantitatea de armătură poate deveni prea mare. Astfel de stâlpi se comportă ca bare

foarte ductile. O dată cu scăderea forței de compresiune sau cu creșterea forței de întindere și, de asemenea, cu creșterea coeficientului de amplificare dinamică ω, reducerea poate fi mai mare. Momentul de calcul se stabilește din această cauză cu ajutorul unui coeficient de reducere R_m dependent de intensitatea (adimensională) forței axiale $P_u/(f_c'A_g)$ (valorile negative indică întinderea) și de ω:

$$M_{col,red} = R_m(\omega\Phi_o M_E - 0,3h_bV_{col}) \qquad (4.66)$$

Valorile coeficientului de reducere R_m sunt prezentate în tabelul din fig. 4.30.

ω	Efortul din forța axială $P_u/f_c'A_g$										
	-0,150	-0,125	-0,100	-0,075	-0,050	-0,025	0,00	0,025	0,050	0,075	0,1
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,1	0,85	0,86	0,88	0,88	0,89	0,91	0,94	0,95	0,95	0,98	1,00
1,2	0,72	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	0,97	1,00
1,3	0,62	0,65	0,69	0,73	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1,00
1,4	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
1,5	0,44	0,50	0,56	0,61	0,67	0,72	0,78	0,83	0,89	0,94	1,00
1,6	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62	0,69	0,75	0,81	0,80	0,94	1,00
1,7	0,31	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,73	0,79	0,86	0,93	1,00
1,8	0,30	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
1,9	0,30	0,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,68	0,76	0,84	0,92	1,00
	←		Întindere			→		←	Compresiune		→

Fig. 4.30. Coeficientul de reducere R_m pentru momentele induse în stâlpi de cutremur.

Pentru utilizarea valorilor din tabel trebuie să fie îndeplinite mai multe condiții.

La stabilirea lui R_m, $P_u/(f_c'A_g)$ nu va fi mai mic de −0,15 și nici mai mic de $-0,5\rho_t f_y/f_c'$ (cu $\rho_t = A_{st}/A_g$ și A_{st} = secțiunea întregii armături verticale). Ultima condiție exclude reducerile excesive ale momentelor la stâlpii cu un coeficient mai mic de armare verticală, atunci când forța de întindere depășește $P_u = -0,5f_yA_{st}$. P_u este forța axială de calcul conform ecuației (4.64).

Valoarea minimă pentru R_m este de 0,3, adică sunt posibile reduceri de până la 70 %.

Suma reducerilor de moment pe o anumită înălțime la stâlpii unei anumite porțiuni de cadru plan nu trebuie să depășească 10 % din suma momentelor conform ecuației (4.65) pe aceeași înălțime în toți stâlpii porțiunii de cadru. Prin aceasta se asigură că rezistența la forțele tăietoare orizontale ale unui nivel nu este diminuată în mod excesiv ca urmare a reducerii mari a momentelor de calcul din stâlpi. În mod normal, momentele încovoietoare ale stâlpilor cu comportare plastică sunt transferate la stâlpii care se comportă în continuare elastic, în concordanță cu principiile redistribuirii momentelor. Dacă în porțiunea de cadru s-a format deja un mecanism de plastificare, de exemplu conform fig. 4.16, momentul amplificat la nivelul unui stâlp, provenit de la grinda adiacentă plastificată, nu mai poate fi preluat. Din acest motiv, reducerea momentelor în stâlpi conform ecuației (4.66) semnifică în mod normal o reducere a efortului capabil. Întrucât coeficientul de suprarezistență este de cel puțin $\Phi_{o,ideal} = 1,4$ (v. 4.4.2,f), reducerile efortului capabil de până la 10 % apar drept posibile în cazul porțiunilor de cadre.

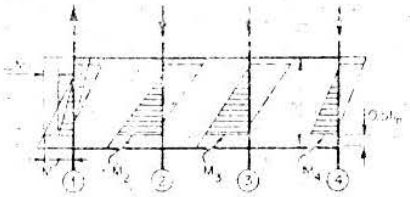


Fig. 4.31. Reducerea momentelor de calcul într-un stâlp întins.

Interpretarea celei de a treia condiții este arătată în fig. 4.31. Dacă momentul încovoietor trebuie redus în stâlpul întins, va trebui să avem:

$$\Delta M_1 = (1{,}0 - R_n)M_1 \le 0{,}1(M_1 - M_2 + M_3 + M_4), \tag{4.67}$$

unde momentele din stâlpi au fost stabilite conform ecuației (4.65).

În baza acestei reduceri a momentelor, cerințele privind armarea stâlpilor exteriori ai cadrelor simetrice (v. fig. 4.31) devin aproximativ egale pentru cazul întinderii (stâlpul *1*) și compresiunii (stâlpul *4*).

4.5.7. Forțele tăietoare de calcul

a) Forța tăietoare în stâlpii etajelor superioare

Forțele de calcul din stâlpi pot fi stabilite ca derivată a momentelor încovoietoare. Forța tăietoare minimă care trebuie respectată rezultă astfel din $\Phi_o M_E$ din fig. 4.27. Această valoare se mărește cu 20 %, ca rezervă pentru cazul unei distribuții neuniforme a momentelor din stâlpii de deasupra și dedesubtul unei grinzi. De asemenea, trebuie evitată obligatoriu cedarea la forță tăietoare înaintea cedării la încovoiere, fapt care impune o nouă amplificare. Din aceste motive, conform [X3] forța tăietoare de calcul, luată împreună cu forța axială de calcul P_u pe direcția respectivă a cutremurului, va fi de cel puțin:

$$V_{col} = 1{,}3\Phi_o V_E \tag{4.68}$$

Cu valoarea minimă a lui $\Phi_o \approx 1{,}4$ rezistența la forțe tăietoare dintr-un stâlp trebuie să corespundă, în general, cel puțin la forța tăietoare $1{,}8V_E$.

b) Forța tăietoare în stâlpii primului nivel

Aceste forțe tăietoare vor ține cont de suprarezistența la încovoiere din articulația plastică la baza stâlpului, $M_{o,jos}$. Dacă aceasta este foarte mare, cum se întâmplă în special în cazul unei forțe axiale de compresiune, gradientul momentului poate depăși cu mult valoarea adoptată pentru ecuația (4.68). Din acest motiv, la stâlpii primului nivel se va adopta forța tăietoare de calcul:

$$V_{col} = \frac{M_{o,jos} + 1{,}3\Phi_o M_{E,sus}}{l_n + 0{,}5h_b} \tag{4.69}$$

unde: $M_{o,jos}$ este rezistența la încovoiere la suprarezistența la baza stâlpului;

$M_{E,sus}$ – momentul încovoietor la capul stâlpului pe axa grinzii, datorat forțelor seismice echivalente;

l_n – înălțimea liberă a stâlpului primului nivel (v. fig. 4.27);

h_b – înălțimea grinzii.

c) Forța tăietoare în stâlpii cadrelor spațiale

La cadrele spațiale acțiunea seismică poate avea o direcție oarecare. Rezistența la forfecare a stâlpilor cu secțiune pătrată simetric armată este egală pe toate direcțiile. Se presupune că ambele grinzi adiacente la stâlp au aceeași rezistență la încovoiere, astfel că forța tăietoare indusă este egală cu cel mult $\sqrt{2}$ ori cea a cadrului plan. Ținând cont de probabilitatea limitată a producerii simultane a situațiilor luate în considerație prin coeficienții Φ_o, ω și de amplificarea gradienților de momente cu 20 %, pentru cadrele spațiale, în loc de $\sqrt{2}$ ori cadrul plan ($\sqrt{2} \times 1{,}3 = 1{,}84$) se utilizează următoarele valori:

Pentru stâlpii etajelor superioare:

$$V_{col} = 1{,}6\,\Phi_o V_E \tag{4.70}$$

Pentru stâlpii primului nivel:

$$V_{col} = \frac{M_{o,jos} + 1{,}5\Phi_o M_{E,sus}}{l_n + 0{,}5h_b} \tag{4.71}$$

Aceste forțe tăietoare se utilizează la calculele separate pentru cele două direcții principale.

d) Forța tăietoare în stâlpii ultimului nivel

Forța tăietoare a stâlpilor ultimului nivel, în care se admite plastificare din articulația plastică a grinzii, poate fi stabilită din ecuațiile (4.69) respectiv (4.71). Dacă se admite formarea articulațiilor plastice la ambele capete ale stâlpului, calculul la forța tăietoare se poate face ca la grinzi (v. 4.4.3).

4.5.8. Etapele de stabilire a forțelor tăietoare de calcul în stâlpi

Pentru ușurarea trecerii în revistă a calculului pentru stâlpi se pot rezuma următoarele etape:

1. Calculul elastic al momentelor încovoietoare M_E induse seismic din forțele seismice echivalente orizontale pentru întregul cadru.
2. Suprapunerea momentelor din încărcările gravitaționale cu momentele M_E, stabilită anterior, ținând cont de coeficienții corespunzători de încărcare conform subcapitolului 4.3.1. Efectuarea redistribuirii momentelor pe toate deschiderile tuturor porțiunilor de cadre, conform subcapitolului 4.3.2.
3. Calculul la încovoiere a secțiunilor hotărâtoare ale grinzilor și alcătuirea constructivă conform subcapitolului 4.4.2.
4. Calculul suprarezistenței la încovoiere a articulațiilor plastice potențiale ale fiecărei deschideri și pentru ambele direcții de efort. Stabilirea momentelor în axele stâlpilor (v. fig. 4.111) corespunzătoare suprarezistenței grinzilor, pornind de la diagramele de momente. Stabilirea imediat după aceea a forțelor tăietoare induse de cutremur $V_{o,E}$ în grinzi, pentru fiecare deschidere, conform subcapitolului 4.4.3,a.

5. Determinarea coeficientului de suprarezistență a grinzii Φ_o pe fiecare axă a stâlpului și pentru ambele direcții, conform capitolelor 4.4.2.f și 4.5.3. Valorile fixe pentru Φ_o sunt:
   a) La baza stâlpilor primului nivel. Φ_o=1,4;
   b) În dreptul planșeului de acoperiș Φ_o=1,1;
   c) În dreptul tuturor celorlalte planșee, sub care stâlpii nu prezintă, conform calculului elastic, puncte de inflexiune Φ_o=1,4.
6. Determinarea coeficientului de amplificare dinamică pentru momentul încovoietor în stâlpi ω conform tabelului din fig. 4.24, pornind de la prima perioadă de oscilație. Se va ține cont de următoarele excepții:
   a) La baza primului nivel și în dreptul planșeului de acoperiș ω=1,0, atât pentru cadre plane cât și pentru cadre spațiale.
   b) Pentru ultimele două niveluri valorile sunt egale cu ω=1,3 pentru cadrele plane și ω=1,5 pentru cadrele spațiale.
   c) Pentru etajele aflate la cote sub 30 % din înălțimea cadrului, valorile ω pot fi interpolate între valoarea minimă la capătul primului nivel (1,3 respectiv 1,5) și cele indicate în tabelul din fig. 4.24 pentru 0,3*H*.
   d) Pentru cadrele în care din calculul elastic cu forțele seismice echivalente orizontale nu au rezultat puncte de moment nul în stâlpi, valoarea minimă a lui ω se mărește linear până la cea totală, în tabelul din fig. 4.24 valoarea indicată pentru primul planșeu deasupra unui punct de moment nul.
7. Stabilirea forțelor axiale induse seismic $P_{o,E}$ în stâlpi, conform capitolului 4.5.5 pentru fiecare etaj, unde coeficientul de reducere R_v poate fi luat din tabelul prezentat în figura 4.26, cât și stabilirea forțelor axiale de calcul (dimensionare) P_u pentru fiecare stâlp pentru combinațiile hotărâtoare de acțiuni.
8. Determinarea forțelor tăietoare de calcul V_{col} a stâlpilor la nivelurile superioare, respectiv la parter, conform subcapitolului 4.5.7. Cu acestea poate fi dimensionată armătura transversală în stâlpi.
9. Stabilirea momentelor de calcul determinante M_{col} respectiv $M_{col,red}$ ale stâlpilor, care acționează împreună cu forța axială la nivelul feței superioare, respectiv a celei inferioare a grinzii conform subcapitolul 4.5.6, unde pentru stâlpii cu forță de compresiune sau de întindere mici se poate aplica coeficientul de reducere R_m din tabelul prezentat în fig. 4.30. Cu aceasta poate fi stabilită armătura verticală necesară.

4.5.9. Armarea verticală

a) Reguli generale

Majoritatea normelor limitează procentul de armare verticală a stâlpilor solicitați seismic la $0,8\ \% \le \rho_t \le 6\ \%$ unde $\rho_t = A_{st}/A_g$ și A_{st} este secțiunea totală a armăturii verticale. Din considerente practice (îmbinări ale armăturii) trebuie totuși evitată o

aglomerare excesivă de armătură și depășirea ρ_t = 3 %. Pentru limitarea deplasărilor datorate eforturilor seismice la valorile acceptate sunt necesari stâlpi destul de robuști, iar ρ_t este cuprins, de obicei, între 1 % și 3 %.

Întrucât conform metodei proiectării capacității de rezistență în stâlpii ultimelor două niveluri nu se formează articulații plastice, se poate utiliza oțel de armătură de mare rezistență, până la S500. La baza stâlpilor primului nivel se impun, dimpotrivă, cerințe mari de ductilitate. Aici trebuie determinată suprarezistența la încovoiere $M_{o,\,jos}$ pentru a ne asigura că forța tăietoare maximă conform ecuației (4.69) respectiv (4.71) nu este subevaluată.

Diferitele probleme cu privire la ancorarea barelor de armătură în nodurile cadrelor sunt analizate în subcapitolul 4.7.3. Pentru asigurarea aderenței barelor care trec prin nodurile cadrelor, lățimea stâlpilor (în planul cadrului) trebuie să fie, de regulă, de cel puțin egală cu de 25 de ori diametrul armăturii grinzii. Acest criteriu determină dimensiunile stâlpilor în cadrele de înălțime medie. Astfel, la utilizarea barelor cu diametrul de 24 mm (f_y=275 N/mm^2) stâlpul trebuie să aibă lățimea de 600 mm, atunci când în imediata lui vecinătate este prevăzută formarea articulațiilor plastice (v. fig. 4.68).

La alegerea numărului și diametrului barelor, pe lângă aspectele de economicitate și posibilitățile de realizare practică pentru asigurarea capacității de rezistență trebuie respectate și următoarele:

1. Pentru o confinare eficientă a zonelor de stâlpi, barele longitudinale de armătură trebuie așezate la distanțe relativ mici pe tot perimetrul stâlpului (v. subcapitolul 3.2.3,b). Distanța dintre bare nu va depăși 200 mm, respectiv o treime din diametrul stâlpului, în cazul stâlpilor cu secțiune circulară.
2. Barele longitudinale dintre barele de colț (v. fig. 4.36) servesc ca armătură verticală de lunecare în nod și, în cazul lipsei acestora, trebuie prevăzută o altă armătură de lunecare (v. 4.7.4).
3. Din cele două puncte anterioare rezultă o armătură relativ uniformă, pe cât posibil cu același diametru al barelor pe perimetrul stâlpului. Amplasarea unor pachete de bare de armătură în cele patru colțuri ale stâlpului conform fig. 4.32,*a*, pentru preluarea unui moment încovoietor mai mare decât în cazul distribuției uniforme, nu este recomandată.
4. Întreruperea armăturii verticale conform diagramei momentelor nu este indicată în cazul stâlpilor. Dimpotrivă, toate barele trebuie să străbată întreaga înălțime a etajului și trebuie îmbinate corespunzător acestui deziderat. Îmbinările de armătură prin aderență conform fig. 4.32,*a* și *c*, cât și îmbinările

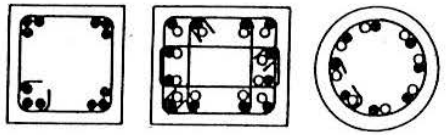


Fig. 4.32. Amplasare caracteristică a armăturii în pachete *a)* și în dreptul îmbinărilor *b)* și *c)*.

sudate şi mecanice sunt admise, fiind necesar să se prevadă spaţiul necesar pentru ele din faza de anteproiect.

Îmbinările de armătură în stâlpii cu secţiune dreptunghiulară trebuie alcătuite în aşa fel încât zona de îmbinare să fie întărită de etrieri sau de bare de legătură conform fig. 4.32, care înfăşoară porţiunea îmbinată şi străbat planul posibil de fisurare. Este cel mai bine ca barele superioare (sau inferioare) de armătură să fie îndoite conform fig. 3.24,*b*. În stâlpii cu secţiune circulară barele de armătură care urmează a fi îmbinate pot fi aşezate tangenţial conform fig. 4.32,*c*. Armătura în spirală sau etrierii circulari asigură transmiterea forţelor de aderenţă între barele îmbinate de armătură după deschiderea fisurilor (v. şi subcapitolul 3.4.2).

Pentru a asigura ancorarea armăturii stâlpilor în noduri, trebuie respectate limitările de diametre conform subcapitolului 4.7.4,h.

b) Alcătuirea îmbinărilor barelor de armătură

La alcătuirea îmbinărilor barelor de armătură vor fi respectate mai multe cerinţe:

În stâlpii cu articulaţii plastice, în zona de formare a acestora se va ţine cont de deformaţia plastică şi de întărirea corespunzătoare a armăturii sub eforturi de întindere şi compresiune. Din această cauză, îmbinările armăturilor nu vor fi amplasate în aceste zone [P19]. În primul nivel se aşteaptă formarea de articulaţii plastice la baza stâlpilor. În majoritatea cazurilor, carcasa de armătură de la subsol poate trece neîntrerupt la primul nivel până dincolo de planşeu şi îmbinarea să fie prevăzută de abia aici. O altă posibilitate este prevederea îmbinării barelor de armătură la jumătatea înălţimii stâlpilor primului nivel.

Dacă zona plastică este alcătuită cu armătură de confinare conform subcapitolului 3.3.1, a, capacitatea de rezistenţă a îmbinărilor poate fi în general asigurată chiar sub eforturi ciclice mari. Zona de deformare plastică se limitează în astfel de cazuri la o porţiune de la capătul îmbinării propriu-zise pe partea momentului mare (secţiunea de încastrare) [P19]. Prin aceasta, articulaţia devine relativ scurtă şi ductilităţile de curbură mari necesare pot conduce la ruperea barelor de armătură. În special la barele cu diametre mari, îmbinările din stâlpi pot ajunge până în domeniul

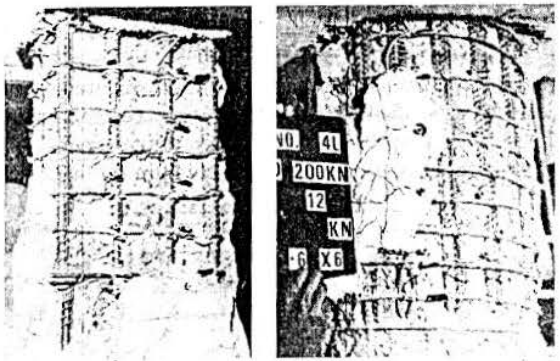


Fig. 4.33. Aspecte de cedare a stâlpilor cu îmbinări prin suprapunere la capăt.

plastic după un număr mic de eforturi, ca urmare a cedării progresive a aderenţei, în special între barele îmbinate. Fig. 4.33 prezintă aspecte tipice de cedare a elementelor de construcţie încercate [P19].

În stâlpii fără articulaţii plastice ca şi în etajele superioare, cu excepţia ultimului, locul de amplasare a îmbinărilor este indiferent, de regulă imediat deasupra planşeelor de etaj. În zona de îmbinare este de asemenea necesară prevederea armăturii transversale conform subcapitolului 3.4.3, pentru a asigura o capacitate de rezistenţă suficient de mare a îmbinării. Posibilitatea îmbinării armăturii verticale a stâlpilor imediat la baza lor, ca în cazul cadrelor cu încărcări gravitaţionale predominante, constituie un avantaj deosebit al metodei proiectării capacităţii de rezistenţă.

4.5.10. Armarea transversală

a) Delimitarea de zone ale stâlpilor

La proiectarea armării transversale a stâlpilor trebuie făcută în general distincţia între următoarele zone ale stâlpilor (fig. 4.34):

- zonele articulaţiilor la baza şi capătul stâlpilor la care se aşteaptă formarea de articulaţii plastice;
- zonele învecinate cu articulaţiile plastice ale stâlpilor care au asemenea articulaţii (necesare numai pentru confinare);
- zonele de capăt la baza şi capul stâlpilor care nu au articulaţii plastice;
- alte zone la mijlocul stâlpilor.

Zonele articulaţiilor, zonele învecinate cu articulaţiile şi zonele de capăt au lungimea l_o care se stabileşte conform consideraţiilor prezentate în continuare.

Ca urmare a scăderii puternice a momentului încovoietor faţă de mijlocul stâlpului, lungimea unei articulaţii plastice, adică zona de plastificare este de regulă mai mică la stâlpi decât la grinzi. Din acest motiv este limitată şi zona de deformare plastică a armăturii.

Dacă forţa axială într-un stâlp este mare, în zona articulaţiei este necesară, din prudenţă, o armătură de confinare. Ea măreşte, conform fig. 3.20, rezistenţa betonului comprimat şi, din această cauză, măreşte considerabil momentul capabil al secţiunii de încastrare. Din această cauză, efortul capabil al stâlpului într-o secţiune mai depărtată de secţiunea de încastrare poate fi chiar depăşit datorită confinării mai reduse aici. Conform rezultatelor încercărilor [P8, P52, G1] în stâlpii cu forţe axiale $P_u > 0{,}3\, f_c' A_g$ zonele confinate trebuie prevăzute mai mari din această cauză.

Lungimea zonei articulaţiei, respectiv a zonei de capăt l_o la baza şi la capul stâlpului, măsurate de la secţiunea de încastrare, este definită după cum urmează (v. fig. 4.34):

1. Pentru $P_u < 0{,}3\, f_c' A_g$ cel puţin lungimea laturii mai mari h la stâlpii cu secţiune dreptunghiulară, respectiv a diametrului la stâlpi cu secţiuni circulare şi cel puţin până la punctul $M = 0{,}8 M_o$. M_o este momentul de suprarezistenţă al stâlpului.

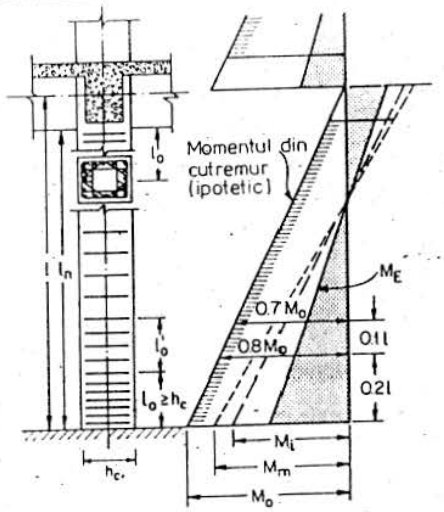


Fig. 4.34. Definiția zonelor stâlpilor.

2. Pentru $P_u > 0{,}3\ell f'_c A_g$ cel puțin de 1,5 ori lungimea laturii mai mari h la stâlpii cu secțiuni dreptunghiulare, respectiv diametrul la stâlpi cu secțiuni circulare și cel puțin până la punctul cu $M = 0{,}7M_o$.

Variația momentului încovoietor al stâlpului care, în anumite condiții, diferă mult de cel calculat elastic din forțele seismice echivalente (v. exemplul din fig. 4.23), necesar pantru aplicarea acestei reguli, poate fi aproximat după cum urmează:

- dacă în primul nivel se așteaptă un punct de moment nul, pornind de la momentul de suprarezistență M_o de la baza stâlpului se adoptă o diminuare lineară până la zero la capul stâlpului. Această variație este notată în fig. 4.34 cu M_{seism};
- în stâlpii cu comportare predominantă de consolă (v. fig. 4.29) pornind din nou de la M_o de la baza stâlpului se adoptă un gradient de moment de 80 % din cel corespunzător lui M_E din calculul elastic pentru forțele seismice echivalente. În astfel de cazuri, lungimea l_o acoperă o porțiune mare din înălțimea primului nivel.

Lungimea zonelor învecinate cu articulațiile l'_o se ia egală cu l_o.

b) Calculul la forfecare

Pentru calculul stâlpilor la forfecare, adică pentru calculul la eforturile de compresiune oblică și întindere oblică datorate forței tăietoare, se aplică reguli similare cu cele ale calculului grinzilor la forfecare (v. 4.4.3,b respectiv 3.3.3,a). Și la stâlpi, o parte care poate ajunge până la întreaga forță tăietoare V_{col} trebuie preluată de armătura transversală. Ca și în cazul grinzilor, în zonele articulațiilor plastice potențiale trebuie respectate reguli speciale, diferite de cele aplicate pentru restul zonelor stâlpului, care rămân elastice. Regulile privind distanțele maxime dintre armăturile transversale sunt totuși, în general, mai puțin stricte decât cele pentru armătura de confinare.

1. Zonele articulațiilor. În zonele de plastificare ale stâlpilor cu articulații plastice poate fi luat în calcul conform ecuației (3.42) numai un aport redus al betonului v_c la rezistența la forfecare. Armarea cu etrieri, necesară pentru rezistența la forfecare poate fi calculată conform ecuației (3.44). Ca urmare a distribuției uniforme a armăturii verticale pe perimetrul stâlpului și a forței axiale disponibile, rezistența la forfecare este de obicei suficient de mare. Din această cauză, în stâlpi nu este necesară o armare diagonală nici măcar în zonele de formare a articulațiilor plastice potențiale, în contrast cu modul care este indicat pentru grinzi în paragraful 3.3.3,b.

2. *Alte* zone. În toate celelalte zone ale stâlpilor cu articulații plastice cât și în orice zonă a stâlpilor fără articulații plastice poate fi prevăzută o armătură transversală redusă și nu poate fi admis aportul betonului la rezistența la forfecare conform regulilor din normele obișnuite.

Stâlpii din cadrele solicitate seismic sunt supuși unor eforturi mari din forțe tăietoare, din care cauză, atât în zonele articulațiilor cât și în celelalte zone, distanțele verticale dintre armăturile transversale nu vor depăși următoarele valori:

a) $0{,}5d$ pentru $P_u/(f'_c A_g) < 0{,}12$;
b) $0{,}75h$ pentru $P_u/(f'_c A_g) > 0{,}12$;
c) 600 mm;
d) jumătatea valorilor de mai sus, în cazul în care $v_i - v_c > 0{,}07\, f'_c$.

c) Confinarea betonului

1. Zonele articulațiilor. În zonele plastice ale stâlpilor cu articulații plastice, în special la stâlpii primului nivel, eficiența armăturii de confinare are o foarte mare importanță pentru asigurarea ductilității necesare de rotire, în special atunci când sunt prezente forțe axiale mari (v. 3.3.2,a). Vor fi respectate următoarele reguli:

1. Coeficienții de armare transversală exprimați în volume ρ_s ale armăturii în spirală sau circulară în stâlpii cu secțiune circulară, respectiv aria totală a secțiunii A_{sh} a etrierilor și barelor de legătură cu cârlige (agrafe) pe fiecare direcție a stâlpilor cu secțiune dreptunghiulară se vor stabili conform ecuațiilor (3.25) – (3.39).

2. Distanțele dintre axele verticale s_h ale armăturii de confinare (armătură în spirală, respectiv etrieri și bare de legătură) nu vor depăși următoarele valori:
   a) 1/4 din dimensiunea mimimă a secțiunii;
   b) de 6 ori diametrul barelor verticale;
   c) 200 mm.

   Această condiție asigură o confinare eficientă a betonului și formarea efectului de boltă între etrieri. În cazul distanțelor mari, cantitatea de beton bine confinat se micșorează datorită porțiunilor mai mari de beton care ies în afara bolților locale dintre etrieri. Din acest motiv, distanța poate fi aleasă mai mare în cazul unor secțiuni mai mari. Condiția b) trebuie să asigure că barele verticale nu pot flamba până la deformarea plastică sub eforturi alternative de compresiune și întindere (v. subcapitolul 4.4.5.4).

3. Distanța orizontală între barele de armătură verticală existente în secțiunile dreptunghiulare nu va fi mai mică decât valorile indicate în continuare:

a) 1/3 din mărimea secțiunii pe direcția distanței;

b) 200 mm.

În majoritatea cazurilor, în secțiunile dreptunghiulare nu este suficient un singur etrier exterior pentru confinarea betonului. Din această cauză sunt necesari etrieri suplimentari suprapuși sau bare de legătură. În cazul acestora din urmă, cârligele lor trebuie să cuprindă strâns barele verticale, respectiv etrierii exteriori (v. fig. 4.35,*a* și *b*)), ceea ce poate conduce atât la probleme de montaj cât și în privința respectării toleranțelor. Golurile între partea interioară a barelor de legătură și bara longitudinală, respectiv etrier, permit o armare foarte nefavorabilă a betonului interior, înainte de a se manifesta eficiența confinării.

Din acest motiv utilizarea diferiților etrieri suprapuși pare a fi soluția cea mai sigură și simplă (v. fig. 4.35,*c* și *d* și fig. 4.36). Pentru aceasta, cel mai indicat, în special din motivul montării mai simple, este un etrier mare care cuprinde toate barele longitudinale împreună cu mai mulți etrieri mai mici, care cuprind fiecare un număr mic de bare. Această soluție, reprezentată în fig. 4.35,*c*, este de preferat soluției din fig. 4.35,*d* cu doi etrieri suprapuși deplasați, care cuprind fiecare câte șase bare. fig. 4.36 prezintă soluții tipice cu mai mulți etrieri suprapuși pentru un număr mai mare de bare longitudinale. Este de remarcat că în fig. 4.36,*b*, etrierii rotiți cu 45° pe mijlocul fiecărei laturi a stâlpului asigură preluarea unei părți a A_{sh} conform ecuației (3.28), în care se consideră componenta forței pe direcția respectivă. Un etrier la 45° se

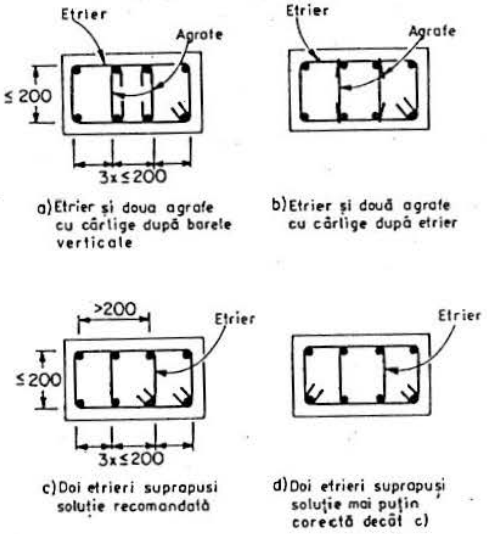


Fig. 4.35. Exemple de armare pentru stâlpi cu etrieri și agrafe.

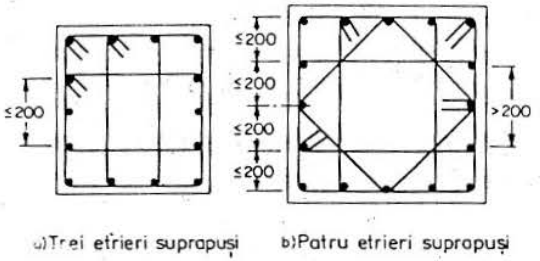


Fig. 4.36 . Exemple de armare cu etrieri suprapuși.

consideră, la stabilirea lui A_{sh} ca $\sqrt{2}$ ori aria corespunzătoare a unei agrafe așezate în unghi drept pe latura stâlpului. Din aceast motiv, pentru fig. 4.26,*b* A_{sh} va fi egal cu $5{,}41A_{tc}$, unde A_{tc} este secțiunea etrierului.

2. Zonele învecinate cu articulațiile. În zonele învecinate cu articulațiile din stâlpii în care se prevede formarea de articulații plastice, armătura de confinare poate fi redusă, deoarece în aceste zone nu se produc deformații plastice. Acest lucru se obține prin respectarea următoarelor reguli într-o secțiune a stâlpului $l'_o = l_o$ (v. fig. 4.34):

1. Armarea transversală va fi egală cu cel puțin jumătatea armăturii de confinare necesare conform ecuației (3.25), respectiv (3.28).

2. Distanța verticală dintre etrieri nu va depăși valorile minime indicate în continuare.

a) 1/2 din latura mai mică a secțiunilor dreptunghiulare respectiv din diametrul stâlpului;

b) de 12 ori diametrul armăturii longitudinale;

c) 400 mm.

3. Zonele de capăt ale stâlpilor fără articulații plastice. În etajele superioare (toate nivelurile deasupra primului, exceptând ultimul nivel, în afara cazului în care aici se prevede formarea de articulații plastice) coeficienții de amplificare dinamică a momentelor, definiți în 4.5.4, au rolul de a împiedica formarea articulațiilor plastice în stâlpi. Din acest motiv, pentru zonele de capăt ale unor asemenea stâlpi cerințele de ductilitate impuse sunt mici (sau nule). Din acest motiv, în aceste zone este suficientă jumătate din armarea de confinare determinată conform ecuațiilor (3.25) și (3.28). Pentru a asigura eficiența acestei armări, vor fi totuși respectate regulile privind distanțele din precedentele două paragrafe (v. fig. 4.35 și 4.36).

4. Alte zone. În aceste zone este suficientă respectarea regulilor indicate pentru armarea transversală a stâlpilor prevăzute în normele uzuale pentru încărcările gravitaționale și din vânt.

d) Stabilizarea armăturii verticale

1. Zonele articulațiilor și de capăt. În zonele articulațiilor și de capăt, armătura de stabilizare va fi prevăzută conform 4.4.5 [ecuațiile (4.55), respectiv (4.56)] ca pentru grinzi. În acest mod, armătura verticală va fi sprijinită lateral împotriva flambajului, în

special în cazul în care se produce deformarea plastică a acestei armături atât la întindere cât şi la compresiune. Totuşi, nu fiecare bară de armătură trebuie sprijinită de etrieri. Între barele şi pachetele de bare fixate de etrieri, cele aflate la distanţe mai mici de 200 mm nu trebuie susţinute separat (fig.4.36,*a*). De asemenea, barele din miezul secţiunii, aflate la mai mult de 75 mm în interiorul etrierului, nu necesită un sprijin aparte. Cârligele barelor de legătură vor fi petrecute strâns în jurul barelor verticale. Soluţia indicată în fig. 4.35 este dificil de executat şi nu este recomandată. Forţa de stabilizare va fi conform ecuaţiei (4.55) cel puţin egală cu 1/16 din forţa de plastificare a barei longitudinale.

2. Alte zone. În alte zone, aflate între zonele articulaţiilor, respectiv zonele de capăt ale tuturor stâlpilor, fixarea laterală a barelor verticale se face conform regulilor din normele uzuale [A1, X3]. Pentru distanţa dintre etrieri, rezistenţa necesară la forfecare şi confinarea betonului sunt de obicei hotărâtoare.

e) Armarea transversală în zonele de îmbinare ale armăturilor longitudinale

În zonele unde armătura longitudinală este petrecută va fi prevăzută o armare transversală conform 3.4.4. Dacă îmbinările armăturilor de la etajele superioare sunt la capetele stâlpilor, armarea transversală pentru preluarea forţei tăietoare, respectiv pentru confinarea betonului, este suficientă în cele mai multe cazuri şi pentru preluarea forţelor locale care se dezvoltă în zonele de îmbinare. Trebuie subliniat încă o dată că îmbinările, dimensionate conform 4.5.1, pentru a rămâne elastice, pot fi amplasate numai la capetele stâlpilor. În cazul formării articulaţiilor plastice în stâlp, îmbinările vor fi prevăzute la mijlocul acestuia.

f) Armătura transversală necesară

În capitolele anterioare a fost analizat modul de stabilire a armăturii transversale a stâlpilor în conformitate cu patru criterii diferite, şi anume: rezistenţa totală la forfecare, confinarea betonului, stabilizarea armăturii verticale şi forţele locale în zonele de îmbinare. În toate aceste cazuri, etrierii sau agrafele trebuie să genereze forţe de rezistenţă transversală pe axa stâlpului, pentru a asigura comportarea dorită. Cea mai mare dintre aceste forţe stabileşte coeficientul (sau procentul) necesar de armare transversală. Cerinţele corespunzătoare celor patru criterii enumerate nu trebuie suprapuse.

4.6. Stabilitatea cadrelor

4.6.1. Efectul P-Δ

Întrucât cadrele clădirilor înalte sunt structuri relativ flexibile, deplasările orizontale datorate vântului, exprimate de obicei prin deplasările relative de nivel, pot fi mari. Ele trebuie limitate, pe de o parte, pentru evitarea avariilor elementelor nestructurale, iar, pe de altă parte, din motive de confort al utilizatorilor. O valoare admisibilă tipică este cea de 1/500, adică 0,2 % din înălţimea etajului.

Deplasarea orizontală Δ a fiecărui etaj generează un moment suplimentar de răsturnare, deoarece încărcările verticale P, aplicate deasupra etajului considerat sunt de asemenea deplasate. De aici rezultă, prin influenţa de ordinul 2, pe lângă momentul de răsturnare generat de forţele orizontale, un moment suplimetar P×Δ. Acesta generează

la rândul său deplasări suplimentare, care pot conduce în anumite condiţii la instabilitate şi colaps.

Această comportare neliniară a cadrelor elastice este denumită *efect P-Δ* şi poate fi estimată cu ajutorul diferitelor metode de calcul zise „de ordinul 2" [C2]. Astfel, deplasările Δ şi momentele corespunzătoare lor pot fi stabilite iterativ, până la atingerea stării de echilibru. Când cadrul se comportă elastic, deplasările Δ pot fi estimate. În scopuri practice există de asemenea diferite metode de aproximare.

La tratarea problemei stabilităţii sub acţiuni seismice, dificultatea rezultă din estimarea valorii Δ. Capacitatea cadrelor de a suporta cutremure de mare intensitate se bazează pe disiparea energiei în articulaţiile plastice, care este legată de deplasări inelastice considerabile. Momentele secundare $P\times\Delta$, care apar în asemenea cazuri, nu pot fi stabilite în avans. Soluţia optimă constă în estimarea ordinului de mărime a lui Δ din ductilitatea de deplasare în timpul unui cutremur de mare intensitate.

În legătură cu efectul *P*-Δ trebuie să ne fie clar, în cazul cadrelor supuse eforturilor seismice, că un cutremur generează în primul rând deplasări şi nu forţe orizontale. Forţele apărute în acest caz sunt o urmare a acceleraţiei, dar depind, de asemenea, de comportarea inelastică, de rezistenţa structurii la deplasările orizontale şi nu reprezintă forţe exterioare propriu-zise. Fără influenţele de ordinul doi, rezistenţa la forţe orizontale poate fi mobilizată în întregime pentru disiparea energiei de oscilaţie. Efectul *P*-Δ determină o scădere a efortului capabil orizontal disponibil pentru acţiunea seismică, respectiv pentru disiparea de energie (v. subcapitolul 2.2.7,d). Amortizarea histeretică în structură este astfel redusă.

Valorile deplasărilor Δ obţinute din estimările ce iau în considerare comportarea inelastică pot apărea foarte mari, dar trebuie să se ţină cont că este vorba de valori instantanee ale deplasării maxime.

Influenţele de ordinul doi sunt relativ bine cunoscute pentru structurile elastice [C2]. Pentru cazul comportării inelastice dispunem de cunoştinţe limitate [P9, M3]. Acesta este motivul pentru care problema va fi tratată în continuare amănunţit, mai mult decât ar fi necesar, întrucât acest efect devine în puţine cazuri hotărâtor la proiectarea cadrelor conform metodei prezentate în lucrarea de faţă.

Întrebările esenţiale pe care trebuie să şi le pună inginerul în acest context sunt:

1. Când devin momentele secundare datorate efectului *P*-Δ hotărâtoare la proiectarea antiseismică?
2. Cum trebuie modificat sistemul structural în cazul în care efectele *P*-Δ devin hotărâtoare? Prin mărirea rigidităţii, pentru evitarea deplasărilor relative, sau prin creşterea efortului capabil, pentru preluarea momentelor încovoietoare şi obţinerea rezistenţei la forţele orizontale cât şi capacitatea de disipare a energiei?

4.6.2. Metode uzuale de calcul

Majoritatea normelor nu indică în mod explicit modul de luare în considerare a efectului *P*-Δ, ci fac trimitere la experienţa inginerească [X4]; este uzual, pentru a asigura ductilitatea necesară, să se înlocuiască Δ cu un multiplu al deplasărilor elastice.

În [X6] se propune pentru stabilirea deplasării de etaj, ținând cont de efectul P-Δ, următoarea formulă:

$$\Delta = \mu_\Delta \frac{\Delta_y}{(1-\theta)} \tag{4.72}$$

în care: Δ_y sunt deplasările la începutul deformărilor plastice sub acțiunea forțelor seismice echivalente orizontale;

μ_Δ – ductilitatea de deplasare de etaj estimată (v. 3.1.4);

θ – un coeficient similar cu indicele de stabilitate din ecuația (4.73).

Pentru a ține cont și de influența momentelor de ordinul doi, deplasarea (elastică) Δ_y este amplificată și cu coeficientul $1/(1-\theta)$. Dacă Δ influențează mai puțin din 1,0-1,5 % din înălțimea etajului nu mai sunt necesare alte măsuri [X3].

Uneori, pentru cadrele metalice, se recomandă mărirea efortului capabil în așa fel încât să se poată prelua momentele suplimentare $P\times\Delta$, în cazul în care momentul $P\times\Delta$ din forța axială de calcul P a stâlpului (fără forțe axiale induse seismic) și deplasarea de etaj Δ la începutul deformărilor plastice depășește 5 % din momentul plastic al grinzii adiacente la stâlp. Această regulă tolerează o reducere a rezistenței grinzii la forțe orizontale cu 20 %, atunci când ductilitatea de deplasare a etajului μ_Δ=4.

Cu toate că normele dirijează atenția inginerului spre stâlpi, influențele grinzilor prezintă în acest caz un interes major, deoarece în cazul proiectării capacității de rezistență stâlpilor le sunt asigurate rezerve mari de rezistență [A2].

Bertero și Popov [B2] au stabilit, pe baza încercărilor efectuate pe porțiuni de cadre ductile din beton, suprapunerea efectelor scăderii rigidității și rezistenței ca urmare a solicitărilor ciclice inelastice cu efectul P-Δ. Elementele încercate au prezentat, la o ductilitate de deplasare μ_Δ=4, o scădere a rezistenței la forța tăietoare de etaj de 40 % ca urmare a efectului P-Δ. Aceasta poate conduce bineînțeles la cedarea prematură a cadrului. O mare parte a deplasărilor apărute (5 % din înălțimea etajului) s-au datorat degradării aderenței armăturii longitudinale în zona nodurilor cadrului și a lunecării corespunzătoare. Aceste încercări au condus la cerința de a considera efectul P-Δ la clădirile de înălțime medie și, în special, de a limita deplasările maxime de etaj prin limitarea ductilității de deplasare utilizate în calcul.

4.6.3. Indicele de stabilitate

Pentru a cuantifica efectul P-Δ se poate calcula indicele de stabilitate Q_a [A1]:

$$Q_a = \frac{\sum P_u \Delta_y}{V_j l_c} \tag{4.73}$$

unde: $\sum P_u$ este forța axială verticală totală pe porțiunea de cadru plan;

V_j – forța tăietoare a etajului;

l_c – înălțimea etajului;

Δ_y – deplasarea (elastică) de ordinul unu a cadrului datorată lui V_j.

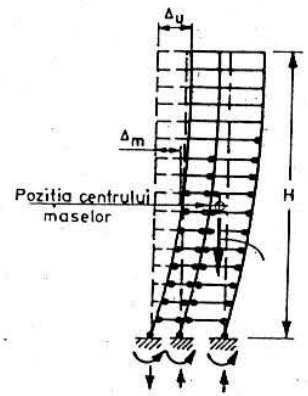


Fig. 4.37. Comportarea tipică a unui cadru multietajat sub influența unui cutremur puternic.

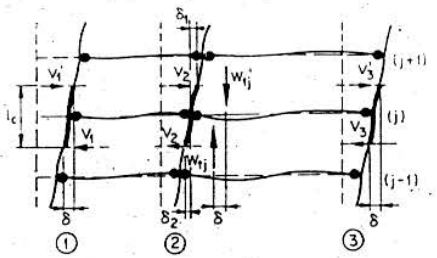
Pentru Q_a<0,04, momentul P-Δ este mai mic de 5 % din momentele de ordinul unu, iar cadrul poate fi considerat, din acest punct de vedere, lipsit de probleme [A1]. Pentru domeniul 0,0475<Q_a<0,22 MacGregor și Hage [M6] au arătat că momentele de ordinul doi pot fi stabilite cu o precizie suficient de mare, direct din deformările de ordinul unu ale stâlpilor. Aceşti autori arată de asemenea că deformațiile la nivelul fundațiilor au o influență mare asupra valorii Δ_y. Pentru Q_a >0,2, probabilitatea cedării ca urmare a eforturilor de ordinul doi crește rapid. Din această cauză, utilizarea unor asemenea cadre nu este recomandată.

În fig. 4.37 este reprezentat schematic un sistem multietajat de cadre cu deplasări orizontale mari și articulații plastice. Deplasarea maximă Δ_u din partea superioară este utilizată, de regulă, pentru definirea ductilității globale de deplasare. Ea este mult mai mare decât deplasarea centrului de greutate Δ_m.

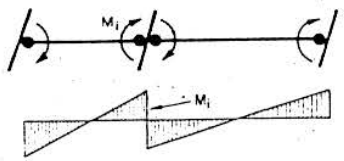
Momentul de ordinul doi, care depinde de înălțimea față de secțiunea de încastrare, este egal cu $M=W_t\times\Delta_m$, unde W_t este greutatea totală a clădirii. Acest moment este preluat de stâlpi sub forma unor momente încovoietoare și a unor forțe axiale, maxime la nivelul fundației (v. fig. 4.37), suplimentare față de forțele de forfecare din încărcările gravitaționale w și forțele seismice. Este clar că eforturile secționale datorate efectului P-Δ acționează asupra articulațiilor plastice și reduc efortul capabil disponibil în aceste zone pentru preluarea acțiunilor seismice. În stâlpi apar în urma momentelor $P\times\Delta$ forțe axiale, generate de forțele tăietoare din grinzi. Grinzile unui etaj sunt solicitate de produsul dintre suma încărcărilor gravitaționale ale etajului respectiv și ale celor aflate desupra lui și deplasarea relativă de etaj.

În fig. 4.38 este reprezentată schematic deformata porțiunii mediane a cadrului din fig. 4.37 cu grinzile deformate plastic și stâlpii elastici. Deplasarea relativă de nivel (deplasarea relativă a două planșee învecinate) se notează cu Δ. W'_{tj} este greutatea clădirii deasupra nivelului j, W_{tj} include suplimentar greutatea etajului considerat. Porțiunea de cadru din figură trebuie să reziste la momentele de ordinul doi:

$$W'_{ij}\delta_1 + W_{ij}\delta_2 \approx W_{ij}\delta \tag{4.74}$$



a) Deplasarea de nivel δ



b) Apariția articulațiilor plastice

Fig. 4.38. Porțiune de cadru într-un nivel intermediar.

Dacă considerăm momentul de ordinul doi ca moment de etaj $\sum M_E$, adică egal cu suma momentelor calculate elastic induse de stâlpi în grinzile respective aflate deasupra și dedesubt, obținem indicele de stabilitate analog cu ecuația (4.73):

$$Q_r = \frac{W_{tj}\,\delta}{\sum M_E} \tag{4.75}$$

Această ecuație necesită calcularea valorilor δ pentru fiecare etaj. Conform fig. 4.37, δ poate fi totuși aproximat cu ajutorul pantei medii a deformatei întregului cadru ("driftului"), respectiv a stâlpilor Δ_u/H și a înălțimii etajului l_c și un coeficient de modificare λ. Coeficientul λ rezultă din raportul dintre *driftul* local al etajului și *driftul* mediu al cadrului. Astfel,ecuația [4.75] devine:

$$Q_j = \lambda \frac{l_c W_{tj} \Delta_u}{\sum M_E H} \tag{4.76}$$

Cu această ecuație se poate determina ponderea efectului de ordinul doi asupra efortului capabil necesar pentru cutremur. Estimarea lui λ din deplasările inelastice ale sistemului structural și definirea lui Δ_u sunt date în subcapitolul 4.6.5,b.

4.6.4. Influența efectului P-Δ asupra comportării dinamice inelastice

a) Disiparea energiei

Disiparea energiei în timpul ciclurilor de solicitare elasto-plastică (histereză) într-un cadru "bine conformat" conform fig. 4.38 nu este influențată de efectul *P*-Δ la

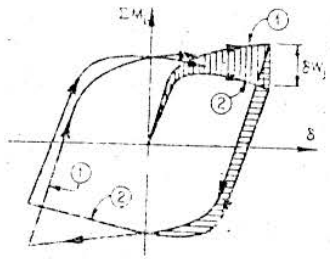


Fig. 4.39. Comportarea la deplasare a unei porțiuni ductile de cadru cu și fără efectul *P*-Δ.

deplasări inelastice cu aceeași amplitudine în ambele direcții . Acestea sunt reprezentate în fig. 4.39. Curba *1* reprezintă o comportare elastică ideală, neinfluențată de momente de ordinul doi.În cazul în care apar, totuși, momentele $W_{ij}\delta$, va fi afectată o parte din rezistența la încovoiere ΣM_i a grinzilor reprezentate în fig. 4.38,*b*, disponibilă, în mod normal, integral pentru preluarea momentului de etaj $l_c\Sigma V_i$. În acest caz, pentru preluarea momentului de etaj este valabilă curba *2* din fig. 4.39, în care lucrul mecanic consumat este marcat cu haşuri verticale. În timpul ciclului următor, acest lucru mecanic este recâștigat (haşuri orizontale), deoarece cadrul este readus în poziția inițială, astfel că în timpul unui ciclu complet de efort nu se produce o disipare de energie ca urmare a efectelor *P*-Δ.

Fig. 4.39 arată că la primul ciclu de efort momentele de ordinul doi micşorează atât rigiditatea cât și efortul capabil opus forțelor seismice. În același timp, crește rezistența la forțele de revenire. Din acest motiv, cadrul va fi probabil incapabil de a revenі în poziția inițială după o deplasare foarte mare într-o anumită direcție, ca urmare a unui impuls foarte prelungit de viteză. În timpul următoarelor mişcări ale terenului rezistența la forțele seismice aflată în scădere poate conduce la creşterea progresivă a deformărilor pe direcția inițială a forței și în final la colaps, conform fig. 4.40. Această

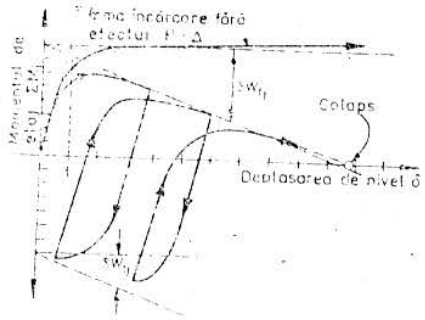


Fig. 4.40 Momentele de ordinul doi generează deformații cu creştere progresivă și pot conduce la colaps.

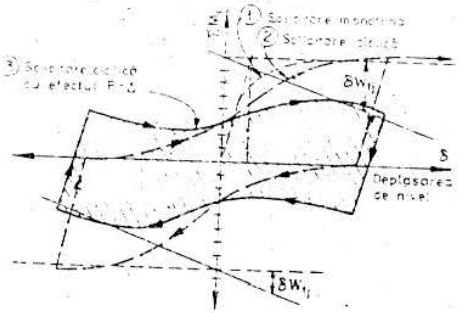


Fig. 4.41. Deplasările unei porțiuni de cadru cu rigiditate descrescătoare și efect P-Δ.

comportare este de așteptat în cazul sistemelor structurale în cadre în care energia este disipată cu precădere într-un anumit etaj și care prezintă, din această cauză, deplasări orizontale mari [K1].

Efectul *Bauschinger* care apare în barele longitudinale de armătură din zonele articulațiilor plastice, lunecările acestor zone ca și al lunecările armăturilor grinzilor din nodurile cadrelor constituie cauza unei anumite scăderi a rigidității cadrelor la începutul fiecărui ciclu de efort, respectiv de mișcare, și provoacă o strangulare ("pinching") a curbei de histereză. Comportarea unei porțiuni de cadru solicitate într-o direcție, sau cu atât mai mult în ambele direcții în situația unei rigidități reduse dar fără efectul P-Δ, este reprezentată prin curbele *1* și *2* din fig. 4.41. Comportarea ciclică sub influența momentelor P-Δ este descrisă de curba *3*, respectiv de suprafața haşurată.

Comparația între fig. 4.40 și curba *3* din fig. 4.41 arată că, în cazul solicitării ciclice cu gâtuirea curbei de histereză, rigiditatea și, în consecință, rezistența la revenire în poziția nedeplasată este mult mai mică, ceea ce poate fi, în anumite situații, avantajos. Pentru aceeași abatere reducerea disipării de energie datorată micșorării rigidității poate fi însă și dezavantajoasă. Se pare însă că în pofida deformațiilor mai mari care se pot produce la o anumită excitație datorită reducerii rigidității, ea nu amplifică efectul negativ al momentelor de ordinul doi.

b) Rigiditatea cadrelor

Așa cum s-a arătat mai sus, rigiditatea cadrelor este ușor diminuată de efectul P-Δ. Acest fenomen este important numai în cazul cutremurelor cu o intensitate relativ mică, care generează eforturi mici, cu precădere în domeniul elastic. Creșterea corespunzătoare mică a perioadei de oscilație T_1 generează în cazul majorității cutremurelor o micșorare a răspunsului dinamic (reducere a valorilor spectrale) [M4].

c) Deplasarea de etaj

Deplasările relative ale etajelor sunt amplificate de efectele P-Δ dar numai atunci când în timpul cutremurului deformațiile inelastice sunt mari. Un studiu matematic efectuat pentru sisteme structurale în cadre ductile solicitate la cinci modele diferite de

excitație seismică [P10] a arătat că influențele de ordinul 2 sunt foarte mici asupra deplasării de etaj. Excitațiile utilizate au produs în orice caz numai deplasări relative de 1,2 $\%l_c$.

În cursul elaborării metodei proiectării capacității de rezistență s-a proiectat, în conformitate cu regulile capitolului de față, un număr de cadre cu proprietăți diferite de efort capabil și rigiditate, care au fost încercate la un număr limitat de accelerograme, fiind studiat cu precădere efectul P-Δ [J1, M4]. Au putut fi trase următoarele concluzii.

1. Efectele P-Δ maxime pot fi neglijate în calcul dacă deplasările relative de etaj nu depășesc cu mult 1 % din înălțimea etajului. Sistemele structurale în cadre cu 6, 12 și 18 niveluri, care au fost calculate conform [X8] pentru coeficienți seismici de 0,10, 0,06 și 0,06, satisfac condițiile cutremurului de la El Centro, 1940 (NS).

2. La deplasările laterale mai mari, efectele P-Δ conduc la o creștere rapidă a deplasărilor relative de etaj. În consecință, rezultă și deformații inelastice mai mari, în special în partea inferioară a cadrelor.

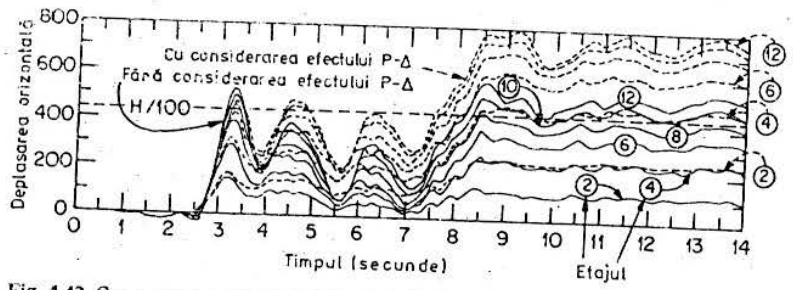


Fig. 4.42. Comportarea unei clădiri cu 12 niveluri sub acțiunea excitației cutremurului de la Pacoimadamm, 1971 (etajele cu număr par).

Fig. 4.42 prezintă deplasările calculate ale etajelor cu număr par ale unui sistem structural în cadre cu 12 niveluri sub excitația extrem de puternică a cutremurului de la Pacoimadamm, 1971. Luând în considerație momentele de ordinul doi, în programul de calcul utilizat, după 3,5 secunde iese în evidență o creștere considerabilă a deplasărilor relative. În timp ce în etajele superioare poate fi constatată, după 8 secunde, o deplasare relativă cu 60 % mai mare, în primele două etaje inferioare deplasarea relativă maximă se dublează, atingând 3,7 % din înălțimea etajului. Deplasările relative, reprezentate în fig. 4.42, corespund calitativ comportării la *drift* prezentate în fig. 4.37.

3. O creștere a eforturilor capabil diminuează mai mult deplasările relative de etaj decât mărirea rigidității. Acest fenomen este relevant, deoarece cadrele se află în domeniul plastic de comportare, iar rigiditatea elastică exercită numai o influență redusă asupra deformărilor totale.

Cercetările efectuate de Montgomery [M3] au condus la rezultate similare.

d) Cerințele de ductilitate

Cerințele de ductilitate în articulațiile plastice sunt dependente direct de deplasarea de etaj. Creșterea deplasării relative în etajele inferioare, ca urmare a momentelor de ordinul doi, mărește și cerințele de ductilitate la rotire în articulațiile plastice. Dacă deplasarea relativă depășește 1 % din înălțimea etajului fără a ține în considerație efectul P-Δ, este de așteptat că în urma efectului P-Δ cerințele impuse zonelor articulațiilor plastice din grinzile și stâlpii primului nivel vor depăși valorile ce pot fi obținute prin aplicarea regulilor constructive prezentate în prezentul capitol. Calculul deplasărilor inelastice sunt în general de o relevanță limitată, deoarece ipotezele de calcul privind scăderea rigidității și a efortului capabil cât și rigiditatea în urma deformării plastice au o mare influență asupra deformărilor inelastice.

4.6.5. Compensarea efectului P-Δ prin mărirea efortului capabil

a) Compensarea pentru disiparea redusă de energie

Un procedeu simplu constă în tratarea influenței efectului P-Δ ca o diminuare a disipării de energie. În acest scop, în fig. 4.43 comparăm relațiile idealizate bilineare efort–deplasare ale unui cadru. Considerăm că sistemul structural se comportă liniar-elastic până la dezvoltarea completă a rezistenței la încovoiere a etajului ΣM_i (v. fig. 4.38,*b*). Dacă rezistența la forțele orizontale rămâne nemodificată, vom obține curba *1*. Dacă dimpotrivă, efectele P-Δ sunt semnificative, rezistența la forțele orizontale scade, în timp ce deplasările de etaj și, în consecință, cerințele de ductilitate de etaj $\mu_\delta=\delta/\delta_y$ cresc. Curba *1A* prezintă această comportare. Pentru a compensa pierderea de disipare de energie poate fi mărit efortul capabil în grinzi (curbele *2* și *2A*). Suprafețele hașurate arată că la alegerea corespunzătoare a acestei măriri pentru o ductilitate de etaj de $\mu_\delta=4$ (de exemplu) cadrele ce comportă în mod foarte asemănător în raport cu disiparea de energie (curbele *1* și *1A*). Mărirea necesară a efortului capabil devine astfel, în general :

$$\Delta\sum M_i = \frac{1+\mu_\delta}{2} W_{ij}\delta_y \qquad (4.77)$$

unde δ_y este deplasarea relativă de etaj la începerea deformațiilor plastice (sistem structural elastic sub acțiunea forțelor seismice orizontale echivalente).

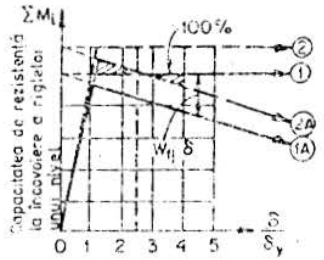


Fig. 4.43. Comportarea idealizată bilineară cu influența efectului P-Δ.

b) Estimarea deplasărilor relative de etaj

Înainte de a putea utiliza ecuația (4.77), este necesar să estimăm deplasarea relativă de etaj ținând cont de faptul că deformata sistemului structural inelastic este foarte diferită de cea a sistemului elastic. Acest fapt a putut fi observat deja în fig. 4.37. Primele două curbe din fig. 4.44 prezintă zona mai accentuată a deplasărilor elastice ale

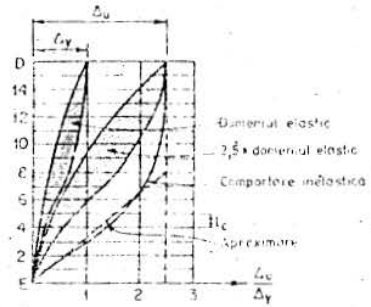


Fig.4.44. Comparația deplasărilor cadrelor elastice și inelastice

cadrelor multietajate datorate forțelor orizontale. La aplicarea conceptului de ductilitate de deplasare se consideră în mod frecvent greșit că aceste deplasări elastice pot fi pur și simplu amplificate cu coeficientul $\mu_\Delta=\Delta_u/\Delta_y$, așa cum prezintă zona punctată dintre curba a treia și curba a patra din fig. 4.44 pentru ipoteza $\mu_\Delta=2,5$. Deformata inelastică determinantă a cadrului cu deplasări relative mult mai mari în partea inferioară după formarea articulațiilor plastice la baza stâlpilor primului nivel este reprezentată în fig. 4.44 prin a cincea curbă. Din acest motiv se recomandă, pentru a face posibilă aprecierea ordinului de mărime a deplasărilor relative de etaj în partea inferioară a sistemului multietajat de cadre, unde efectele P-Δ pot deveni hotărâtoare, să se utilizeze dublul pantei medii corespunzătoare liniei întrerupte.

În ecuația (4.76) se poate considera pentru simplificare $\lambda=2$. Din acest motiv, în fig.4.44 pentru jumătatea critică a sistemului de cadre se poate considera:

$$\mu_\delta=2\mu_\Delta \qquad (4.78)$$

Valorile în zona de la jumătatea înălțimii unui sistem multietajat de cadre devin în această ipoteză totuși puțin prea mari.

c) Rezistența necesară la încovoiere a etajului

Rezistența necesară la încovoiere a grinzilor conform fig. 4.38,*b* poate fi determinată pe baza următoarelor condiții:

$$\Sigma M_E \le \Phi(\Sigma M_i - \Delta\Sigma M_i) \quad \text{sau} \qquad (4.79)$$

$$\Sigma M_i \ge \Sigma M_E\left(\frac{1}{\Phi}+\frac{\Delta\Sigma M_i}{\Sigma M_E}\right) \qquad (4.80)$$

Utilizând ecuația (4.77) și substituția din ecuația (4.78), obținem pentru rezistența mărită la încovoiere a etajului ΣM_i și indicele de stabilitate completat Q_j^*:

$$\Sigma M_i \geq \left(\frac{1}{\Phi} + Q_j^*\right)\Sigma M_E \qquad (4.81)$$

$$Q^* = \left(\frac{1+2\mu_\Delta}{2}\right)\frac{l_c W_{tj}\Delta_y}{\Sigma M_i H} \qquad (4.82)$$

În ecuația (4.81) rezistența necesară la încovoiere ΣM_i (v. fig. 4.38,*b*) a tuturor grinzilor unui etaj este comparată cu suma corespunzătoare a momentelor date de forțele seismice. Mărirea rezistenței la încovoiere, necesară datorită efectului P-Δ se face în mod simplu cu ajutorul indicelui de stabilitate Q_j^*. Întrucât ΣM_i se calculează pe baza mișcărilor reale ale grinzilor, excesul de efort capabil realizat contribuie la rezistența la momentele $P\times\Delta$.

O reducere mică a rezistenței la forțele orizontale și, prin aceasta, a disipării de energie la atingerea ductilității maxime de deplasare a cadrului nu este considerată a fi excesiv de nefavorabilă. Din această cauză se propune ca efectele P-Δ să fie luate în considerație începând cu $Q_j^* > 0{,}15$.

4.6.6. Rezumatul procedeului

Procedeul pentru luarea în calcul a efectului P-Δ poate fi rezumat în felul următor:

1. Dacă dimensiunile și, de aici, rigiditatea unui cadru sunt stabilite definitiv, se calculează încă o dată ca mai sus deplasarea Δ_y la începerea deformării plastice. Aceasta permite verificarea perioadei de oscilație stabilite inițial precum și distanțele până la eventualele clădiri învecinate.

2. Indicele de stabilitate Q_j^* se calculează conform ecuației (4.82) și el permite să se răspundă la întrebarea dacă efectul P-Δ trebuie luat în considerație. Pentru mărirea greutății W_{tj} se utilizează media valorilor etajelor aflate desupra și dedesubtul celui considerat, sau, ca valoare acoperitoare, numai cea mai mare a etajului inferior (v. fig. 4.38,*a*).

   Dacă $Q_j^* > 0{,}15$, efectul P-Δ trebuie studiat mai amănunțit. Pentru un sistem structural în cadre cu 16 niveluri, fig. 4.45 prezintă distribuțiile tipice ale greutății W_{tj} și momentele de etaj ΣM_E din forțele seismice echivalente. Pe baza considerării anterioare a momentelor de etaj în cazul unei porțiuni de cadru și conform fig. 4.38 avem:

$$\Sigma M_E \approx l_c \Sigma V_E \qquad (4.83)$$

   unde ΣV_E este forța tăietoare din forțele seismice echivalente, reprezentată de asemenea în fig. 4.45.

3. Rezistența la încovoiere a grinzii M_i se determină pentru toate etajele considerate în raport cu axul stâlpului și bazându-ne pe armătura existentă în grindă. Ea se obține ușor din momentele de suprarezistență M_o, care au fost deja necesare la calculul stâlpilor, ca:

$$\Sigma M_i = \Sigma M_o/\lambda_o \qquad (4.84)$$

   Valorile λ_o pentru diferite tipuri de oțel de armătură sunt indicate în subcapitolul 3.2.2.

4. În cazul în care $Q_j^* > 0{,}15$, pentru jumătatea inferioară a sistemului structural în cadre, trebuie verificat dacă inecuația (4.81) este satisfăcută. Dacă nu, în etajul respectiv va trebui mărit procentul de armare al unui anumit număr de grinzi sau al tuturor grinzilor. Corespunzător, vor trebui corelate, în conformitate cu metoda proiectării capacității de rezistență, și eforturile capabile mai mari în stâlpii aferenți. Din această cauză se recomandă ca deja într-un stadiu timpuriu al proiectării, adică la calculul deplasării orizontale pentru stabilirea perioadei de oscilație, să se procedeze la aprecierea momentelor P-Δ și să se țină cont de acestea la prima determinare a armăturii de încovoiere. Redistribuirea momentelor nu influențează efectele P-Δ, deoarece momentul de etaj ΣM_i nu se modifică.

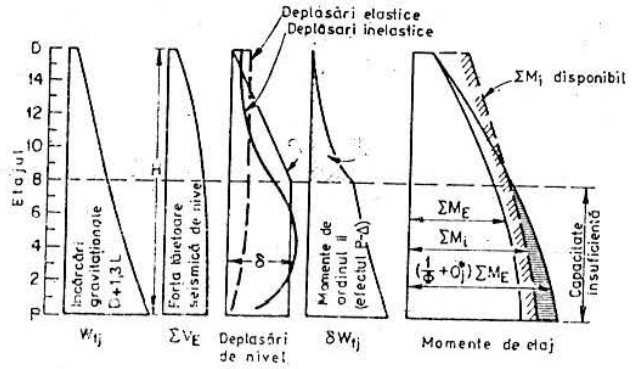


Fig. 4.45. Mărimi de proiectare pentru efectele P-Δ într-un sistem structural în cadre cu 16 niveluri.

Fig. 4.45 arată o distribuție tipică a momentelor secundare δW_{tj}, bazată pe deplasările de etaj constante adoptate în cele opt niveluri inferioare. Aceste deplasări pot fi comparate cu cele orizontale tipice pentru cadrele elastice și inelastice din fig. 4.44. Ultima diagramă din fig. 4.45 prezintă momentele în grinzi M_E datorate forțelor seismice echivalente orizontale, rezistențele disponibile la încovoiere ΣM_i și rezistențele necesare la încovoiere $(1/\Phi + Q_j^*)\Sigma M_E$. Zona hașurată reprezintă, puțin exagerat, rezistențele necesare la încovoiere care lipsesc încă datorită efectului P-Δ.

4.7. Calculul nodurilor de cadre

4.7.1. Criterii generale de calcul

Se acceptă în general că, în sistemele structurale în cadre care se comportă inelastic sub acțiunea cutremurelor de mare intensitate, nodurile cadrelor pot deveni elementele structurale hotărâtoare. În capitolele următoare va fi analizată comportarea nodurilor și vor fi detaliate recomandări de proiectare.

Comportarea nodurilor de cadre sub eforturi seismice este studiată amănunțit numai de aproximativ 15 ani. Calculul acestor elemente structurale importante era complet neglijat în urmă cu câțiva ani, din care cauză problema va fi tratată în continuare relativ amănunțit.

Procedeul de calcul al nodurilor cadrelor la acțiuni seismice este foarte diferit în funcție de țară, mai diferit decât în cazul stâlpilor sau grinzilor. În unele țări predomină părerea că importanța calculului nodurilor este supraevaluată, deoarece nu se cunosc cazuri de avarii mai importante sau de colaps datorate cedării nodurilor. Acest fapt se bazează însă, în primul rând, pe dimensionarea insuficientă sau alcătuirea constructivă greșită a grinzilor și, în special, a stâlpilor. Din acest motiv, aceste elemente structurale au format verigile cele mai slabe din sistemul structural și au cedat primele. Multe colapsuri de cadre s-au datorat unui mecanism de etaj ("soft storey mechanism") conform fig. 1.4,*b*, cu cedarea stâlpilor datorită forfecării sau a confinării insuficiente înainte de atingerea întregului efort capabil în grinzi. Deci, practic, nu se putea ajunge la o solicitare completă a nodurilor cadrelor, așa cum se întâmplă în cazul unui sistem structural corect conformat. În cazul cutremurului de la El Asnam (1980) au fost semnalate însă numeroase cedări de noduri [B16].

Criteriile de calcul pentru o comportare satisfăcătoare a nodurilor de cadre sub eforturi seismice pot fi formulate după cum urmează [P11]:

1. Nodul nu trebuie să fie mai slab decât capacitatea de rezistență maximă a elementului celui mai slab legat în el. Prin aceasta se evită necesitatea unor reparații în nod, în cazul unor avarii mai mici. Se evită de asemenea formarea mecanismului de nod, care este însoțit de o scădere mare a rigidității și efortului capabil.
2. Efortul capabil al stâlpului nu trebuie să fie periclitat de o slăbire în nod. Nodul va fi considerat în același timp ca o parte integrantă a stâlpului. Din acest motiv armătura orizontală formată de etrieri din nod nu va fi, din prudență, mai redusă decât cea din zonele învecinate din capetele stâlpilor.
3. La un efort seismic moderat, nodurile trebuie să rămână elastice, iar deformările lor nu trebuie să influențeze semnificativ deplasările relative ale etajelor.
4. Armătura necesară pentru o comportare satisfăcătoare a nodurilor nu trebuie să genereze greutăți inutile la execuție.

Aceste condiții pot fi satisfăcute numai pe baza unui concept optim de proiectare și a unei alcătuiri constructive corespunzătoare, care vor fi tratate în următoarele capitole.

4.7.2. Particularități ale comportării nodurilor

În noduri se dezvoltă forțe tăietoare mari, în special atunci când în grinzile învecinate s-au format articulații plastice.

a) Comportarea la forfecare

Eforturile secționale din elementele structurale învecinate generează în noduri forțe tăietoare orizontale și verticale și eforturi unitare de forfecare, care provoacă în mod normal fisuri oblice în nod (v. fig. 4.46). Acestea provoacă în grinzile obișnuite din beton armat o modificare importantă a modului de descărcare a lunecărilor. Pentru a evita cedarea nodului din cauza întinderii oblice, este necesară armarea atât pe orizontală cât și pe verticală. Se face astfel posibilă formarea unui câmp de eforturi oblice de compresiune, ceea ce permite preluarea forțelor tăietoare orizontale și verticale. Acest model de calcul este prezentat în subcapitolul 4.7.4. Coeficientul de armare transversală necesar în noduri este, de regulă, mult mai mare decât în stâlpi.

Dacă dispunem de o armare transversală insuficientă în nod, se produce deformarea plastică. Întrucât armăturile orizontale transversale preiau forțe de întindere, indiferent de direcția fisurilor oblice, astfel de deformații plastice sunt ireversibile. Astfel, la mai multe cicluri de efort, acești etrieri pot contribui numai la rezistența la forfecare, iar deformațiile lor se accentuează de fiecare dată. Acest fenomen este însoțit chiar și la eforturi mai mici, și în special imediat după o inversare a efortului, respectiv a deformării, de o scădere drastică a rigidității. În consecință,

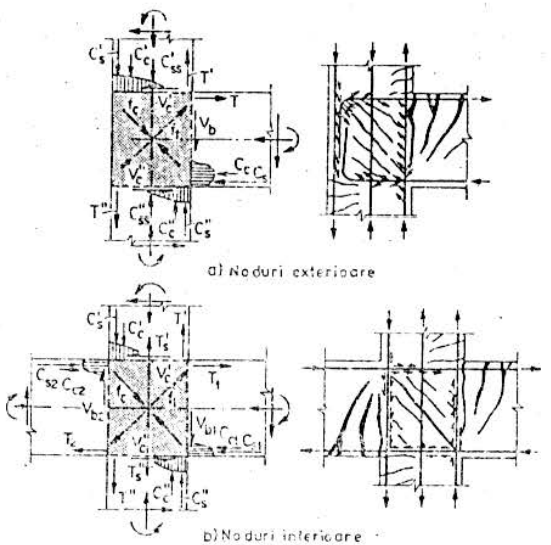


Fig.4.46. Forțele datorate acțiunii seismice în nodurile de cadre.

capacitatea de disipare a energiei scade mult. Prin formarea fisurilor deschise apar lunecări, iar betonul comprimat poate ceda prematur.

Dacă coeficientul de armare la forfecare al nodului este suficient de mare pentru ca în timpul efortului repetat, însoțit de formarea articulațiilor plastice în grinzi, în noduri să nu poată apărea nici o articulație plastică, trebuie să ne asigurăm că betonul din miezul nodului nu cedează datorită compresiunii oblice. Acest tip de cedare apare numai în cazul în care efortul de forfecare este foarte mare, dar poate fi evitat dacă nu se depășește o anumită valoare superioară pentru efortul unitar de forfecare (limita superioară de forfecare) generat în nod sub solicitările seismice maxime ce pot fi dezvoltate în cadru (considerând suprarezistență). Cedarea miezului nodului în urma compresiunii oblice conduce la o diminuare accentuată, ireversibilă, a efortului capabil.

b) Comportarea la aderență

Lungimile de ancorare indicate în normele [A1, X13, X16], etc. pentru secțiunile uzuale ale barelor de armătură sunt de obicei mai mari decât lățimea stâlpului, măsurată în planul cadrului. În stâlpii exteriori se poate prevedea o ancorare utilă cu cârlige care, în cazul stâlpilor interiori, nu este necesară. Unele norme [A1] cer de asemenea ca armătura de încovoiere a grinzilor să străbată continuu nodurile interioare.

Lungimile de ancorare prevăzute în norme asigură posibilitatea atingerii întregii rezistențe a barelor de armătură la întindere și compresiune și evitarea apariției, sub încărcările obișnuite, a unei deplasări semnificative de lunecare. Cazul unei bare de armătură, care traversează, conform fig. 4.46,*b* un nod interior, solicitată până la atingerea zonei de consolidare, întinsă de o parte și comprimată pe partea cealaltă, nu este luat aici în considerație. Eforturile unitare de aderență devin în acest caz excepțional de mari dacă se formează articulații plastice de ambele părți ale nodului. Din acest motiv, chiar la cerințe mici de ductilitate, forțele de aderență pot scădea rapid iar bara poate luneca transversal prin întregul nod, fenomen care a putut fi observat la multe încercări. Distrugerea forțelor de aderență dinți-un nod interior nu are drept consecință o pierdere bruscă a efortului capabil. Pierderea de aderență influențează foarte puternic comportarea histeretică a cadrului. Astfel, o diminuare de 15 % a forțelor de ancorare poate avea drept consecință o reducere a disipării de energie cu 50 % în regiunea nodului [F5]. Întrucât comportarea histeretică a nodurilor interioare este atât de sensibilă, este indicată luarea de măsuri speciale împotriva scăderii forțelor de ancorare sub eforturi seismice. În cazul nodurilor exterioare, cedarea de aderență este însoțită chiar de o pierdere totală a efortului capabil și, din această cauză, nu este admisibilă.

c) Rigiditatea

În mod normal, la calculul cadrelor deformările nodurilor sunt neglijate. Nodurile cadrelor din beton armat se deformează însă destul de puternic sub eforturi seismice medii și mari, ca urmare a fisurilor oblice și a lunecărilor. De aici rezultă deplasări mai mari de etaj care pot conduce la avarii neașteptat de mari ale elementelor nestructurale. Din această cauză, la alcătuirea constructivă a nodurilor trebuie acordată atenția cuvenită și aspectului rigidității.

4.7.3. Tipuri de noduri

Nodurile cadrelor ductile pot fi clasificate în grupe după diferite criterii. În special datorită diferențelor mari în ceea ce privește realizarea ancorării armăturii grinzilor, se face distincție între nodurile exterioare și cele interioare. Este importantă de asemenea comportarea în domeniul elastic și inelastic de solicitare. În prezenta lucrare sînt analizate numai nodurile din beton armat turnat monolit.

a) Noduri exterioare și interioare

Fig. 4.47 prezintă diferite tipuri de noduri exterioare și interioare. Unele sunt întâlnite la cadrele plane (fig. 4.47,*a* și *d*), altele la cadrele spațiale. Săgețile indică

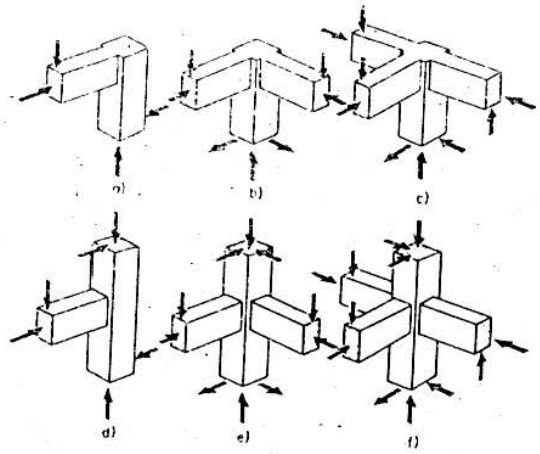


Fig. 4.47. Noduri exterioare.

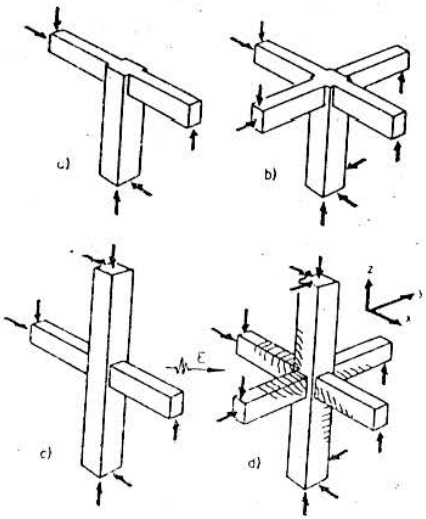


Fig. 4.48. Noduri interioare.

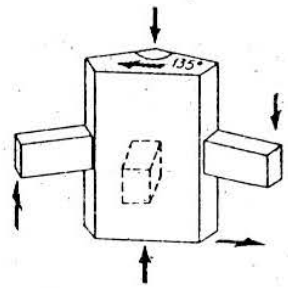


Fig.4.49. Nodurile unui cadru cu unghiuri obtuze.

forțele generate de solicitările seismice. fig.4.48 prezintă nodurile interioare tipice corespunzătoare. Aceste exemple fac parte din sistemele de cadre rectangulare. Întâlnim însă frecvent și grinzi dispuse oblic față de stâlpi. fig. 4.49 prezintă un exemplu cu un unghi de 135° între grinzile exterioare, iar cu linie întreruptă este reprezentată o posibilă grindă intermediară. Plăcile de planșeu, monolitizate cu grinzile, nu sunt reprezentate în această figură.

b) Noduri "elastice" și "inelastice"

Pentru a îndeplini criteriile de calcul ale subcapitolul 4.1.7, nodurile ar trebui alcătuite astfel încât miezul nodului să rămână elastic. Acest lucru poate fi obținut relativ ușor dar, și în cazul în care miezul nodului rămâne elastic, comportarea nodului din punct de vedere al forfecării și aderenței este influențată de elementele structurale învecinate.

Articulațiile plastice ale grinzilor se formează, de regulă, în imediata vecinătate a nodului. În timpul ciclurilor de efort până în domeniul plastic, deformarea plastică a barelor de armătură se propagă până în interiorul nodurilor, în special în cazul în care barele de armătură ale grinzilor sunt solicitate până în zona de consolidare a curbei lor caracteristice. Din această cauză, astfel de noduri sunt denumite "inelastice".

Dacă, dimpotrivă, în imediata veeinătate a nodurilor nu se produc deformații inelastice, nodul rămâne elastic și după mai multe cicluri de efort. Ele sunt denumite "elastice". Acestea se comportă mult mai bine decât cele aflate în imediata vecinătate a articulațiilor plastice. Modul de calcul diferă în anumite puncte pentru cele două tipuri de noduri. În cadrele proiectate pe principiul "stâlp puternic-grindă slabă", se poate asigura relativ simplu ca nodurile să rămână elastice. Aceasta se face prin deplasarea articulațiilor plastice la o mică distanță de fața stâlpilor, după cum arată fig. 4.18. Acest tip de soluții este analizat în subcapitolele 4.7.4,b și 4.7.8,d, iar detaliile specifice de armare sunt prezentate în fig. 4.91.

c) Noduri cu particularități

Dificultatea principală la execuția nodurilor pe șantier, în special a celor interioare, constă în amplasarea etrierilor orizontali în miezul nodului. În cazul în care armătura principală străbate nodul pe trei direcții, prezența suplimentară a unor etrieri de secțiuni diferite produce probleme mari. Dificultățile pot fi reduse mult prin

alcătuirea unor lărgiri ale grinzilor în zona stâlpilor (vute orizontale), conform fig. 4.50. Prin aceasta, în jurul nodului se formează un bloc dreptunghiular, rămânând loc suficient pentru armătura orizontală transversală a nodului. Figura 4.81 prezintă o amplasare posibilă.

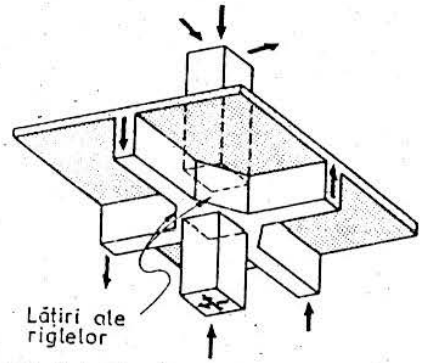


Fig. 4.50. Noduri de cadre cu vute orizontale ale grinzilor.

Ancorarea armăturii grinzilor cu cârlige de capăt la 90° poate întâmpina de asemenea probleme de spațiu, în cazul stâlpilor exteriori. Ancorarea sigură a armăturii grinzilor este strict necesară pentru menținerea efortului capabil al grinzilor în timpul deformațiilor plastice. Soluția cu realizarea unor capete de grindă în consolă, prezentată în fig. 4.51, oferă o ameliorare. Un detaliu de armare corespunzător este prezentat în fig. 4.90. Astfel de capete de grindă sunt adesea imposibil de realizat, din motive de fizica construcțiilor (generează punți termice).

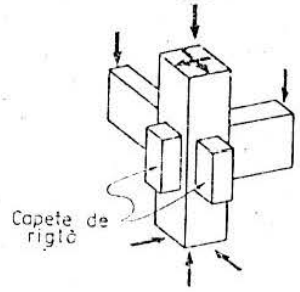


Fig. 4.51. Stâlp de colț cu capete de grindă pentru ancorarea armăturii grinzii.

4.7.4. Noduri interioare în cadre plane

Calculul ce utilizează modele globale de comportare este recomandabil atât în mod general, cât mai ales în cazul nodurilor cadrelor din beton armat. Limitele modelelor de calcul pot fi stabilite teoretic sau prin experimente atente. În lipsa unui model de calcul, înțelegerea comportării nodurilor ar fi mult mai dificilă. La formularea

regulilor corespunzătoare stabilirii modelului de calcul trebuie găsită o cale abordabilă, între simplitate şi precizie. În acest sens încercările pot oferi indicaţii valoroase. Inginerul capătă astfel mai multă încredere în aplicarea modelului de calcul pentru diferite situaţii. Scopul încercărilor nu este însă de a produce o infinitate de date, din care să se deducă ulterior o relaţie empirică.

Astfel, scopul prezentului capitol este de a prezenta modele care acoperă satisfăcător comportarea generală a nodurilor şi influenţa diferiţilor parametri. Unele dintre aceste modele sunt recunoscute pe plan general, altele sunt mai puţin cunoscute, dar majoritatea au fost deja publicate [P1, P11, P42].

a) Eforturi secţionale şi forţe interioare

Distribuţia forţelor în dreptul şi în interiorul nodului este analizată (conform fig. 4.52) pentru cazul tipic al nodului interior al porţiunii de cadru. Se consideră că momentele încovoietoare ale ambelor grinzi datorate acţiunii seismice provoacă rotiri în aceeaşi direcţie. Momentele încovoietoare, forţele tăietoare precum şi forţele axiale care acţionează în dreptul nodului sunt reprezentate în fig. 4.53,*a*. Pentru calculul relaţiilor de echilibru şi pentru înţelegerea modului de preluare a forţelor sunt necesare şi eforturile unitare, respectiv rezultantele lor (forţele interioare). Rezultantele eforturilor unitare de tracţiune se notează cu T, cele ale eforturilor unitare de compresiune pentru beton cu C_c, iar cele pentru oţel cu C_s. Figura 4.53 prezintă cazul în care în elementul adiacent există articulaţii plastice în imediata vecinătate a nodului, detaliile căruia vor fi studiate în subcapitolul 4.7.4,c. Dimpotrivă, fig. 4.53,*c* este valabilă pentru cazul în care eforturile grinzilor şi stâlpilor din dreptul nodului rămân în domeniul elastic. Acest caz va fi studiat în capitolul următor.

b) Noduri elastice

1. Forţe interioare. Dacă eforturile din încărcările gravitaţionale şi cele seismice sunt suficient de mari, grinzile şi, parţial, stâlpii pot fi considerate a fi fisurate. Rezultantele eforturilor unitare care acţionează nodul, prezentate în fig. 4.53,*c*, pot fi determinate ca în cazul calculului general valabil, elastic, al secţiunilor fisurate [P1]. Pentru simplificare se consideră că în grinzi şi în stâlp nu există forţe axiale (influenţa forţelor axiale va fi tratată ulterior). Eforturile unitare maxime dezvoltate în armături f_{s1} şi f_{s2} sunt considerate a fi egale sau mai mici decât efortul unitar de curgere f_y. În mod

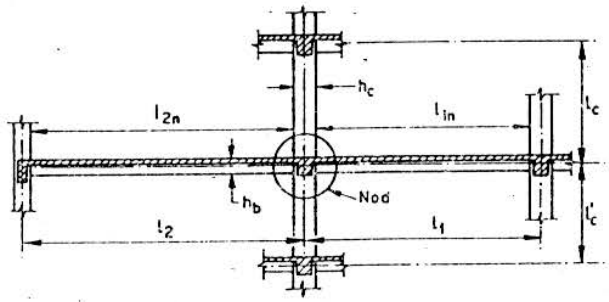


Fig. 4.52. Secţiune tipică de cadru.

normal, efortul unitar din armătura transversală a grinzilor şi stâlpilor se află mult sub efortul unitar de curgere. Eforturile unitare elastice de compresiune ale betorului sunt înlocuite cu forţele corespunzătoare $C_{c1} - C_{c4}$, pentru care poate fi desenat un poligon de forţe pentru a exprima echilibrul nodului, conform fig. 4.54. Componentele orizontale ale forţelor care acţionează în jumătatea inferioară a nodului (v. fig. 4.53,*c*) sunt de asemenea puse în evidenţă. De aici se poate calcula forţa tăietoare orizontală din nod:

$$V_{jh} = C_{c1} + C_{s1} + T'_2 - V_4 = C_{c1} + C_{s2} + T'_1 - V_3 \tag{4.85}$$

Deoarece în exemplu

$$C_{c1}+C_{s1}=T_1,\ C_{c2}+C_{s2}=T_2 \text{ iar } V_3=V_4=V_{col},$$

ecuaţia pentru efortul secţional orizontal se reduce la

$$V_{jv} = \frac{h_b}{h_j} V_j \tag{4.86}$$

O condiţie de echilibru asemănătoare poate fi scrisă pentru forţa tăietoare verticală din nod V_{jv}. Datorită varietăţii obişnuite a armăturii stâlpilor, deducerea

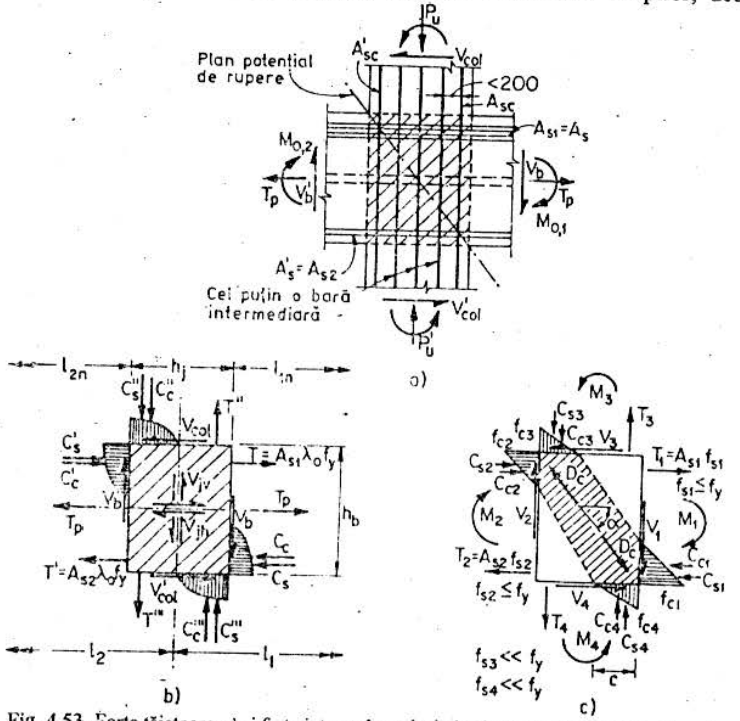


Fig. 4.53. Forţe tăietoare *a)* şi forţe interne în noduri elastice de cadre *b)* şi elastice *c)*.

forțelor interioare verticale din eforturile unitare este totuși mai complicată. Ținând cont de distanțele dintre diferitele rezultante ale eforturilor unitare și de dimensiunile nodurilor, conform fig. 4.53,*b* efortul secțional vertical poate fi stabilit de obicei suficient de exact în scopul dimensionării, cu dimensiunile nodului h_b (înălțimea grinzii) și h_j (lățimea stâlpului h_c, v. subcapitolul 4.7.4,d), după cum urmează:

$$V_{jv} = \frac{h_b}{h_j} V_{jh} \tag{4.87}$$

Această forță este reprezentată de asemenea în fig. 4.54.

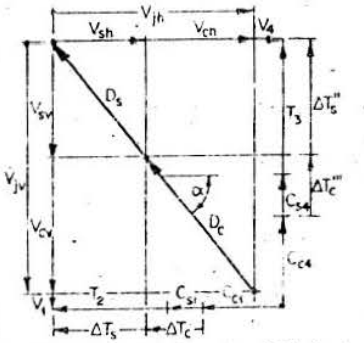


Fig. 4.54. Poligonul de forțe al nodului elastic.

În prezent sunt elaborate modele conform cărora se poate lua în considerație atât forța tăietoare orizontală V_{jh} cât și forța tăietoare verticală V_{jv} din interiorul nodului. Dacă eforturile unitare de forfecare, care urmează a fi discutate în subcapitolul 4.7.4,*d*, sunt încă mici, betonul poate prelua eforturile unitare principale oblice de tracțiune rezultate. În acest caz nodul rămâne nefisurat. Nu este necesară o armare transversală pentru descărcarea forțelor din noduri.

După cum arată ecuația (4.86), forța tăietoare orizontală din nod depinde în primul rând de cele două forțe de tracțiune ale grinzilor, T_1 și T_2. Pentru un nivel de efort unitar adoptat, de exemplu $f_{jh}=f_{jv}=f_j$, forța tăietoare orizontală depinde din această cauză în mare măsură de procentul de armare la întinderea grinzilor. Efortul unitar de forfecare al nodului, determinant pentru formarea fisurilor oblice, depinde în primul rând de suprafața utilă pentru preluarea acestei forțe tăietoare. S-a dovedit că atunci când grinzile foarte slab armate și/sau a stâlpilor cu o lățime foarte mare, forța tăietoare din noduri poate fi preluată fără formarea unor fisuri oblice. Din această cauză, în capitolele următoare ne vom ocupa de cazul general în care nodul este deschis fisurat.

2. Eforturile unitare de forfecare și dimensiunile nodurilor. Considerațiile prezentate mai departe în subcapitolul 4.7.4,d privind eforturile unitare de forfecare și dimensiunile nodurilor inelastice sunt în principiu valabile și pentru nodurile elastice, unde ar putea să apară eforturi unitare de forfecare și mai mari. Întrucât cazurile în

care se atinge efortul unitar de forfecare conform ecuației (4.110) sunt aproape inexistente, mărimea acestuia nu este hotărâtoare pentru dimensionarea nodurilor elastice.

3. Contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare. În modelul de calcul se presupune că o mare parte a celor două forțe ce acționează asupra nodului sunt descărcate de o diagonală comprimată de beton, după cum se prezintă în fig. 4.53,*c* (modelul diagonalelor comprimate de beton). În colțul din dreapta jos din aceeași figură sunt descărcate direct pe diagonală forța de compresiune orizontală a betonului din grinda C_{c1}, forța de compresiune a armăturii C_{s1} și o parte din forța de întindere a armăturii T_2 împreună cu forța tăietoare a stâlpului $V_4=V_{col}$. Aceste forțe diagonale, suprapuse cu forțele verticale cu un ordin de mărime apropiat din stâlpul inferior formează o forță de compresiune în beton D_c cu traseu diagonal. Diagrama de vectori din fig. 4.54 prezintă aceste forțe într-un raport realist de dimensiuni.

Eforturile unitare de aderență transferă forțele din armătură spre miezul nodului. Forța, care este transferată de barele de armătură din stânga jos aproximativ pe lungimea zonei comprimate a stâlpului pe diagonală, este notată în fig. 4.54 cu ΔT_c și cuprinde forța de compresiune C_{s1} și o mică parte a forței de întindere T_2. T_c''' este o forță asemănătoare, transferată de armătura verticală de pe partea dreaptă pe diagonală.

Acest model simplu cu o diagonală poate explica preluarea fără armături a unei părți importante a forței tăietoare a nodului:

$$V_{ch}=D_c \cos \alpha \tag{4.88}$$

$$V_{cv}= D_c \sin \alpha \tag{4.89}$$

Unghiul de înclinație α al diagonalei comprimate corespunde aproximativ cu înclinarea fisurilor oblice potențiale (v. fig. 4.46,*b*), adică $\operatorname{tg} \alpha = h_b/h_j$. Se va arăta mai departe că o forță axială din stâlp mărește unghiul acestor diagonale.

Cele două forțe V_{ch} și V_{cv} pot fi considerate ca o contribuție a diagonalelor comprimate de beton în miezul nodului, prezentate în fig. 4.53,*c*, la rezistența la forfecare a acestuia, deoarece pentru obținerea mecanismului descris nu sunt necesare nici un fel de forțe de întindere [P1]. O transferare eficientă a forfecării în nod este asigurată atunci când acest mecanism poate fi menținut și sub inversarea ciclică a eforturilor sub acțiuni seismice. Dacă este necesar, componentele forțelor utilizate în fig. 4.54 pot fi determinate din ecuațiile fundamentale ale studiului rezistenței betonului în stadiul II de comportare (pe baza coeficientului de echivalență n) (procedeul n).

În fig. 4.54 se observă că:

$$V_{ch} = C_{c1}+\Delta T_c-V_{col} \tag{4.90}$$

$$V_{cv} = C_{c4}+\Delta T_c'''-V_1 \tag{4.91}$$

Principiile de calcul pentru contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare orizontală și verticală a nodurilor elastice sunt prezentate în continuare la punctul 5 și (la modul general) la punctul 6.

4. Contribuția armăturii transversale a nodului la rezistența la forfecare. Scopul primar al unei armături transversale în nod este creșterea rezistenței lui la

forfecare dincolo de contribuția diagonalelor comprimate de beton. Forțele ΔT_s și $\Delta T_s''$ (fig. 4.54) sunt induse în nod prin efortul unitar de aderență de armătura întinsă a grinzilor și stâlpilor. Din fig. 4.53,*c* reiese că efortul unitar de aderență acționează în primul rând asupra porțiunilor nehașurate ale nodului și provoacă în nod o întindere oblică. Atâta vreme cât nodul este considerat fisurat, eforturile unitare de întindere nu pot fi transferate. Folosind însă "forțe de fixare" corespunzătoare, se poate obține formarea unui câmp oblic de compresiuni ale betonului cu unghiul aproximativ α, conform fig. 4.55.

Pentru acest model (modelul de grindă cu zăbrele) presupunem că forțele de forfecare ΔT_s și $\Delta T_s''$ sunt transmise ca un flux continuu de forfecare prin forțele de aderență. Modelul din fig. 4.55 constă din mai multe diagonale alăturate, capabile fiecare de a transmite o parte a forței de compresiune, presupunând că la margine, pe lângă forța de forfecare, acționează suplimentar și o forță corespunzătoare perpendiculară. Această forță de fixare poate fi realizată fie de forțele interioare de întindere din bare de armătură care străbat nodul, fie de forțe exterioare de compresiune. Printr-o armare transversală orizontală și verticală a nodului pot fi transferate forțele de forfecare prezentate în fig. 4.55 V_{sh} și V_{sv}, care formează împreună rezultanta D_s prezentată în fig. 4.54. Trebuie subliniat că nodurile care au, după cum recomandă anumite publicații, numai o armare orizontală, nu pot atinge efortul capabil necesar.

Forțele orizontale și verticale, care trebuie să acționeze perpendicular pe marginile nodului, pentru a asigura cu forța D_s câmpurile oblice de compresiune, pot avea următoarele origini:

1. Armătură orizontală și verticală distribuită, ancorată eficient în nod sau dincolo de marginile nodului. Aceasta este denumită armătură transversală de nod și constă, de obicei, din etrieri orizontali în mai multe straturi și barele intermediare ale armăturii verticale de pe perimetrul stâlpului (v. fig. 4.53,*a*). Etrierii pot servi simultan și pentru stabilizarea laterală a armăturii verticale comprimate.
2. Forțe exterioare de compresiune, cum ar fi forțele axiale induse de încărcările gravitaționale și cutremur în stâlpi, și forțe de precomprimare în axul centrelor de greutate al grinzii [X3, P11].

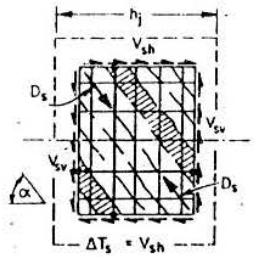


Fig. 4.55. Modelul de grindă cu zăbrele pentru mijlocul unui nod.

5. Evaluarea rezistenței la forfecare a nodurilor. Rezistența totală la forfecare a unui nod elastic de cadru poate fi stabilită printr-o suprapunere simplă a contribuțiilor celor două modele discutate conform fig. 4.54:

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \tag{4.92}$$

$$V_{jv} = V_{cv} + V_{sv} \tag{4.93}$$

O detaliere a forțelor care acționează asupra nodului pe cele două modele ar putea conduce la o abordare de tipul *proiectării capacității de rezistență*. Această abordare greoaie poate fi însă evitată în cazul adoptării unor ipoteze prudente în fiecare caz. În nodurile obișnuite de cadre, eforturile unitare oblice de compresiune din cele două modele și, de aici, deformațiile corespunzătoare de forfecare ale nodului elastic sunt mici. În comparație cu acestea, alungirile armăturii transversale sunt mult mai importante. Din această cauză, rezistența la forfecare a modelului de grindă cu zăbrele este mult mai mică decât cea din modelul diagonalelor de compresiune, dacă nu a fost prevăzut un coeficient de armare transversală exagerat de mare.

Pentru rezistența orizontală la forfecare a nodului și pentru grinzile armate orizontal ($A_{s1} = A_{s2}$ și $f_{s1} = f_{s2} \le f_y$) putem face, pornind de la ecuația (4.86), următoarele simplificări:

$$\begin{aligned} V_{jh} &= (T_1 - 0{,}5V_{col}) + (T_2 - 0{,}5V_{col}) \\ &= (C_{c1} + C_{s1} - 0{,}5V_{col}) + (T_2 - 0{,}5V_{col}) \\ &= V_{ch} + V_{sh} \end{aligned} \tag{4.94}$$

În ecuația (4.94) se consideră că jumătate din forța tăietoare din stâlp V_{col} interacționează cu C_{c1} și C_{s1} (fig. 4.53,*c*), iar cealaltă jumătate cu forțele de ancorare ale forței de întindere T_2. Astfel, avem:

$$V_{ch} = V_{sh} = 0{,}5V_{jh} \tag{4.95}$$

Pentru grinzile armate asimetric, adică atunci când armătura superioară a grinzii care traversează nodul este diferită de cea inferioară, forțele orizontale aplicate pe cele două fețe ale nodului vor fi și ele diferite. În mod frecvent, armătura superioară din nod este, conform fig. 4.53, mai mare decât cea inferioară: $A_{s1} \ge A_{s2}$, respectiv, folosind notațiile din subcapitolul 4.4.2: $A_s \ge A_s'$.

Din forțele de la marginea superioară a nodului (v. fig. 4.53) obținem, pe baza ecuațiilor cunoscute, pe lângă ipoteza anterioară că $f_{s1} = f_{s2} \le f_y$:

$$\begin{aligned} V_{jh} &= \left(C_{c2} + C_{s2} - 0{,}5V_{col}\right) + \left(T_1 - 0{,}5V_{col}\right) \\ &= \left(\frac{A_s'}{A_s}T_1 - 0{,}5V_{col}\right) + \left(T_1 - 0{,}5V_{col}\right) = V_{ch} + V_{sh} \end{aligned} \tag{4.96}$$

Astfel $V_{ch} < V_{sh}$, și întrucât V_{col} este numai de ordinul de mărime de la 15 la 20 % din totalul forțelor interioare ale grinzii $T = T_1 + T_2$, putem considera:

$$V_{ch} = 0{,}5\frac{A_s'}{A_s}V_{jh} \tag{4.97}$$

În continuare, conform ecuației (4.92) avem:

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \tag{4.98}$$

Pentru rezistența verticală la forfecare a nodului obținem prin considerații asemănătoare expresii analoge pentru contribuția diagonalelor comprimate de beton. În cercări recente au arătat că, în cazul stâlpilor armați în mod convențional cu armătura longitudinală distribuită uniform pe perimetru, contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența verticală la forfecare este ceva mai mare decât s-ar obține în cazul unei aproximări analoage cu cea prezentată mai sus [B3, P43, B4, P12]. Din această cauză, se consideră:

$$V_{cv} = 0{,}6\frac{A'_{sc}}{A_{sc}}V_{jv} \tag{4.99}$$

În continuare, conform ecuației (4.93) avem:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \tag{4.100}$$

unde A'_{sc} și A_{sc} sunt secțiunile armăturii comprimate și întinse din stâlpi, conform fig. 4.53, de regulă de mărime egală ($A'_{sc}/A_{sc}=1$).

c. Influența forței axiale a stâlpului asupra rezistenței la forfecare. Influența forței axiale a stâlpului asupra rezistenței la forfecare a nodului poate fi determinată ușor cu ajutorul fig. 4.56,*a* (analoge cu 4.53,*c*). Rezultantele orizontale ale eforturilor unitare sunt aceleași ca și în fig. 4.53,*c*. O forță axială de compresiune P_u generează însă o creștere a unghiului de la α la α^*. Poligonul corespunzător de forțe este reprezentat în fig. 5.56,*b* (analog cu 4.54). După cum am stabilit deja în subcapitolul 4.7.1,b, se poate considera că forța descărcată de armătura inferioară stângă de încovoiere a grinzii pe diagonala comprimată de beton, constă din forța de aderență

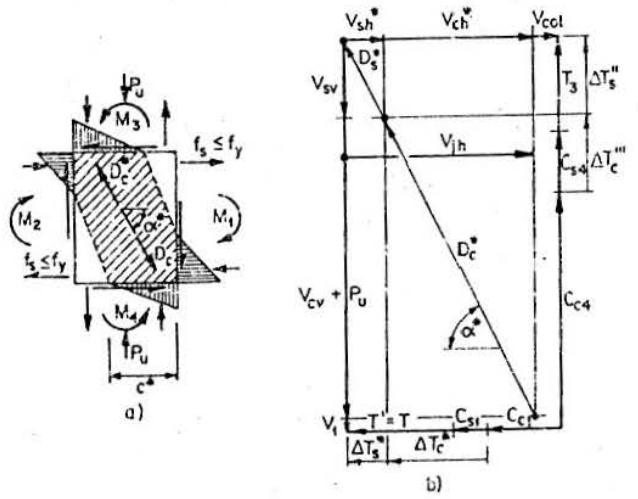


Fig.4.56. Forțele interioare (*a*) și poligonul de forțe (*b*) ale nodului elastic cu forță axială în stâlp.

$\Delta T'_c$ și este condusă pe lungimea c^* a zonei comprimate a stâlpului. Întrucât înălțimea zonei comprimate din stâlp crește, de asemenea, o dată cu creșterea forței axiale de compresiune, putem descărca pe diagonala comprimată o forță de aderență mai mare. Din acest motiv, o dată cu creșterea forței axiale de compresiune a stâlpului crește contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare a nodului pe direcție orizontală și verticală, iar procentul de armare transversală necesară conform modelului de grindă cu zăbrele scade corespunzător.

Pe baza studierii nodurilor tipice interioare, contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare a nodurilor elastice, luând în considerație forța axială de compresiune a stâlpului, poate fi formulată, pornind de la ecuațiile (4.97) și (4.99), după cum urmează:

$$V_{ch} = \frac{A'_s}{A_s}\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{P_u}{A_g f'_c}\right)V_{jh} \tag{4.101}$$

$$V_{cv} = \frac{A'_{sc}}{A_{sc}}\left(0{,}6 + \frac{P_u}{A_g f'_c}\right)V_{jv} \tag{4.102}$$

Nodurile elastice ale structurilor în cadre, dimensionate conform acestor principii, s-au comportat foarte satisfăcător la încercări [P13, P40].

În cazul forțelor axiale de întindere P_u în stâlpi valoarea V_{ch}, respectiv V_{cv} se interpolează linear între valorile date de ecuațiile (4.101), respectiv (4.102) pentru P_u= 0 [adică valoarea dată de ecuațiile (4.97) respectiv (4.99)] și valoarea zero pentru un efort unitar de întindere mediu în stâlp, egal cu $f_c \le 0{,}2f'_c$).

c) Particularități ale nodurilor inelastice

1. Forțe interne. În cazul cutremurelor de mare intensitate, ca urmare a deplasărilor relative de etaj, este probabilă formarea articulațiilor plastice în grinzi, în imediata vecinătate a stâlpilor, dacă nu au fost luate măsuri speciale de prevenire (v. fig. 4.19). Conform criteriilor de proiectare formulate în subcapitolul 4.7.1, nodul trebuie să fie capabil să preia forțele apărute prin suprarezistența acestor articulații plastice. Aceste forțe, care acționează asupra nodurior interioare ale cadrelor plane, sunt reprezentate în fig. 4.53,*c*. În acest caz, pentru nodurile elastice (4.7.4,b) este presupusă în primul rând absența forțelor axiale în grinzi și stâlpi.

Forța tăietoare orizontală a nodului rezultă din însumarea forțelor orizontale care acționează în jumătatea superioară a acestuia, conform fig. 4.53,*b*:

$$V_{jh} = C'_c + C'_s + T - V_{col} \tag{4.103}$$

Ecuația (4.103) se simplifică în felul următor:

$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2})\lambda_o f_y - V_{col} \tag{4.104}$$

Creșterea efortului unitar de curgere a armăturii este luată în calcul cu ajutorul coeficientului de suprarezistență λ_o conform ecuației (3.9).

În majoritatea cazurilor, forțele tăietoare V_{col} și V'_{col} din stâlp, deasupra și dedesubtul nodului sunt diferite. Întrucât forța tăietoare din stâlp este mică în comparație cu forța tăietoare totală a nodului (v. 4.7.4,b.3), putem considera, cu o bună aproximare, că $V_{col}=V'_{col}$. Valoarea forței tăietoare a stâlpului poate fi evaluată din suma momentelor grinzii pe axa stâlpului la atingerea suprarezistenței (în ambele articulații plastice din fiecare deschidere) împărțită la înălțimea stâlpului. Acesteia îi corespunde aproximativ, folosind momentele de suprarezistență $M_{o,1}$ și $M_{o,2}$ din fig. 4.53,*a* și definițiile din fig. 4.53

$$V_{col}=\left(\frac{l_1}{l_{1n}}M_{o,1}+\frac{l_2}{l_{2n}}M_{o,2}\right)\frac{2}{l_c+l'_c} \qquad (4.105)$$

Forța tăietoare corespunzătoare verticală a nodului V_h poate fi calculată cu ajutorul ecuației (4.87).

2. *Consecințele plastificării.* Pentru a înțelege diferențele dintre nodurile elastice și cele inelastice vom analiza interacțiunea forțelor interioare după plastificarea armăturii grinzilor, conform fig. 4.53,*b*. La aceasta trebuie luate în considerație următoarele aspecte importante pentru evaluarea contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la încovoiere:

– *Scăderea forțelor de compresiune din încovoierea betonului în grinzi.* Pentru prima deplasare inelastică a cadrului, eforturile cu care grinda acționează asupra nodului sunt de natură similară cu cele din cazul nodului elastic prezentat în fig. 4.53,*c*. O parte importantă a forței tăietoare orizontale este introdusă în nod prin forțele de compresiune a betonului din încovoiere C_c și C'_c (fig. 4.53,*b*). Forțele de compresiune din armătură C_s și C'_s sunt relativ mici, deoarece eforturile unitare se găsesc încă sub limita de plastificare. După inversarea semnului momentului care acționează în articulația plastică, la partea superioară a grinzii nu se va mai putea forma o forță de compresiune a betonului din încovoiere, deoarece bara superioară de armătură cu secțiunea A_{s1}, care anterior a ajuns în stadiul de plastificare prin întindere, ar trebui să ajungă întâi la plastificarea prin compresiune, pentru a se putea închide fisurile datorate încovoierii. Pentru $A_{s2}<A_{s1}$ (fig. 4.53,*a*) barele superioare de armătură nu ating limita de plastificare din compresiune, nici măcar atunci când armătura inferioară este solicitată până la $\lambda_o f_y$. Din acest motiv, forța de compresiune din încovoiere ar putea fi transmisă în nod numai prin armătura comprimată.

Dacă în timpul ciclurilor următoare inelastice de efort, armătura inferioară A_{s2} este solicitată la compresiune, înainte de închiderea fisurilor formate anterior și de a se putea dezvolta forța de compresiune a betonului C_c, corespunzătoare împreună cu forța de compresiune a armăturii C_s lui T, se vor produce scurtări mari. În articulațiile plastice ale grinzii forțele interioare vor fi transmise astfel la inversarea ciclică a efortului în mare parte sau chiar integral prin armătura de încovoiere. Forțele de compresiune în beton C_c și C'_c din fig. 4.53,*b* devin foarte mici sau dispar în întregime.

– *Micșorarea contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la încovoiere.* Și forța diagonală de compresiune D_c devine mult mai mică în urma a efectelor descrise mai sus. Poligonul de forțe pentru acest caz este prezentat în fig. 4.57.

Comparând cu fig. 4.54, vedem diferențele de ordin de mărime ale D_c și D'_c și de aici ale V_{ch} și V_{sh}. Forțele de aderență transmise de armătura inferioară în diagonala comprimată sunt notate cu ΔT_c și ΔT_s. Forțele C_c și ΔT_c sunt simțitor mai mici decât mărimile corespunzătoare din nodul elastic (fig. 4.54).

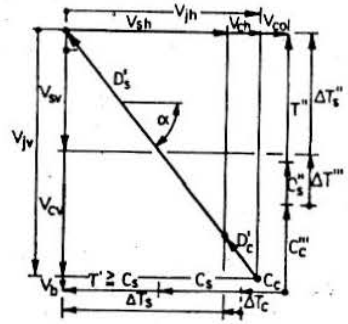


Fig. 4.57. Poligonul de forțe în nodul inelastic.

Cea mai mare parte a forței tăietoare a stâlpului V_{col} este transmisă în nod prin zona comprimată din încovoiere. Dacă în stâlp forța axială de compresiune din încărcările gravitaționale și din acțiunea seismică este mică sau dispare în întregime, această zonă comprimată va fi mică. Deoarece cele trei forțe $V'_{col}\approx V_{col}$, C_c și ΔT_c, care acționează în colțul din dreapta jos a nodului sunt relativ mici (v. fig. 4.53,*b* și 4.57), componenta orizontală V_{ch} a forței diagonale de compresiune D'_c va fi de asemenea mică; v. ecuația (4.90):

$$V_{ch}=C_c+\Delta T_c-V'_{col}=D'_c\cos\alpha \qquad (4.106)$$

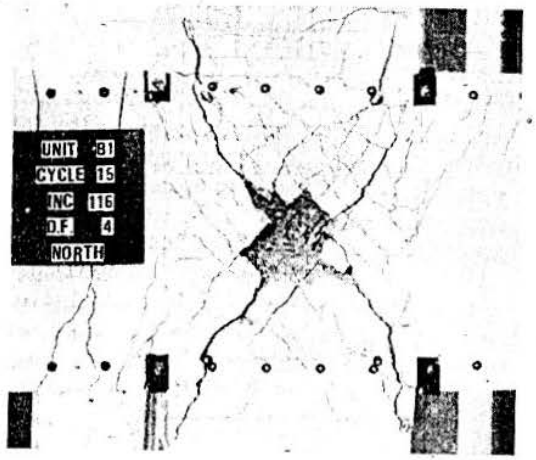


Fig. 4.58. Distrugerea unui nod prin eforturi principale de întindere, în cazul unei armări transversale (orizontale) insuficiente.

Cu reducerea contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare a nodului, grinda cu zăbrele conform fig. 4.55 trebuie să preia o parte simțitor mai mare a forței tăietoare totale a nodului V_{jh}. Redistribuția forței tăietoare orizontale a nodului de la diagonalele comprimate de beton la grinda cu zăbrele (D_c și D'_c din fig. 4.54) se produce în mod continuu, până la atingerea stării prezentate în fig. 4.57 (D'_c și D'_s). Măsurătorile efectuate pe armătura transversală orizontală din nod [B5, P40] confirmă că, la creșterea deformărilor ciclice inelastice, o parte din ce în ce mai mare a forței tăietoare orizontale a nodului este transmisă de armătura acestuia. Dacă efortul capabil al grinzii cu zăbrele (V_{sh} conf. fig. 4.57) este subestimat, se ajunge la o cedare a nodului, datorată tracțiunii oblice (v. fig. 4.58).

– *Degradarea aderenței armăturii de încovoiere.* Fig. 4.59 prezintă forțele din zona unei bare inferioare de armare a grinzii, care străbate un stâlp de lățimea h_c, cât și distribuțiile simplificate ale eforturilor unitare din armături și ale celor de aderență pentru diferitele stadii de solicitare seismică. Eforturile unitare în armături pentru nodurile elastice se află între f_s la întindere și f'_s la compresiune (v. fig. 4.59,*a*). Eforturile unitare de aderență reprezentate cu o variație constantă u_a corespund unei modificări lineare a eforturilor armăturii longitudinale pe lățimea stâlpului, respectiv a nodului h_j. În zona stratului de acoperire cu beton a armăturii stâlpului nu pot fi aplicate forțe de întindere semnificative. Din această cauză, ancorarea utilă a barelor de armătură pe partea întinsă apare numai în miezul nodului. În timpul primului ciclu inelastic, eforturile unitare ale armăturii f_s și cele de aderență u vor varia aproximativ ca în fig. 4.59,*a*, unde f_s poate crește până la $\lambda_o f_y$.

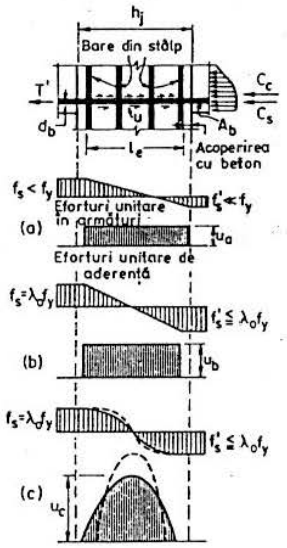


Fig. 4.59. Distribuția eforturilor unitare în barele de armătură și a eforturilor de aderență într-un nod.

După cum s-a menționat, la următoarele cicluri de efort forța de compresiune în beton din încovoiere se va micșora mult sau va dispărea complet. Eforturile unitare în armătură, în special la întindere, se găsesc în zona de consolidare a curbei caracteristice. Creșterile corespunzătoare ale eforturilor și lungimea redusă de aderență (v. fig. 4.59,*b*) conduc la o mărire importantă a eforturilor unitare de aderență. Lungimea disponibilă de aderență l_e, pe care trebuie să se dezvolte forța $\Delta T \leq 2\lambda_o f_y A_b$, este în majoritatea cazurilor mult mai mică decât lungimea de ancorare l_d (v. 3.4.4) specificată în norme pentru forța mult mai mică $T = f_y A_b$.

La creșterea numărului de cicluri, zonele barelor de armătură solicitate dincolo de limita de curgere pătrund tot mai mult în nod, deoarece la deformații specifice mari efectul de aderență scade. Astfel, scade și lungimea real utilă de ancorare, iar eforturile unitare de aderență cresc în continuare (v. fig. 4.59,*c*) până la atingerea unei valori critice. În continuare, eforturile unitare de compresiune din barele de armătură se micșorează sau apare chiar o tracțiune pe toată lungimea l_e. Barele alunecă prin miezul nodului, ceea ce conduce la o reducere a rigidității și a disipării posibile de energie.

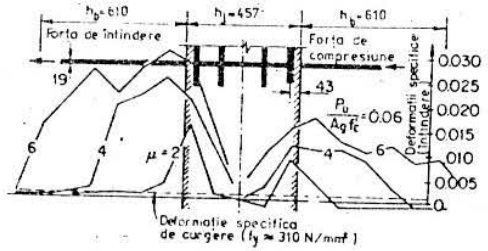


Fig. 4.60. Distribuția măsurată a deformațiilor specifice ale unei bare superioare de armătură care străbate un nod de cadru.

Fig. 4.60 prezintă distribuția deformațiilor specifice măsurate pe barele superioare de armătură ale grinzii, care străbat nodul, într-un element de încercare [B5]. Cele trei curbe au fost măsurate la coeficienți de ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta = 2$, 4 și 6. În dreapta axului stâlpului, unde ar fi de așteptat o plastificare prin compresiune, predomină totuși întinderile din deformarea plastică de întindere, deoarece, după deformarea plastică din întindere și inversarea efortului, fisurile nu se mai închid complet (datorită deplasării, fețele fisurii nu se mai îmbină perfect). Aceste bare de armătură cu diametrul de 19 mm sunt ancorate în special în treimea de mijloc a nodului (vizibil pe gradientul mare de deformație specifică).

Fig. 4.61 prezintă rezultatele unei încercări în cadrul căreia au fost măsurate eforturile în barele de armătură ale grinzii. Este vizibilă creșterea gradientului de efort și de aici a eforturilor de ancorare o dată cu creșterea ductilității. Prin distrugerea treptată a aderenței în apropierea fețelor stâlpului ca urmare a deformației plastice care se propagă treptat de la articulația plastică spre interiorul nodului și, în cazul acestui element, forțele de aderență și, de aici, forțele ce activează asupra nodului vor fi transmise numai de armătura de încovoiere a grinzii către mijlocul miezului nodului (v. fig. 4.59,*c*). Modelul diagonalelor comprimate conform fig. 4.53,*c* pierde tot mai mult

capacitatea de a transmite o forță tăietoare orizontală mare din nod. Ca urmare, modelul de grindă cu zăbrele fig. 4.55 este supus unor eforturi mai mari. Trebuie reținut că rezultatele prezentate în fig. 4.55 au fost obținute la raportul $d_b f_y / h_j \approx 11{,}7$, care poate fi comparat cu rezultatul ecuației (4.119).

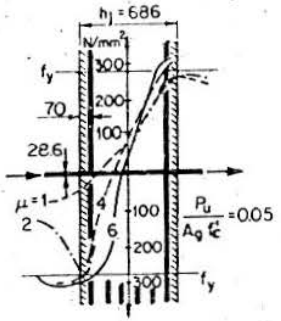


Fig. 4.61. Distribuția măsurată a eforturilor unitare într-o bară de armătură care străbate un nod.

– *Distrugerea aderenței armăturii de încovoiere.* Dacă datorită extinderii tot mai mari a deformației plastice a armăturii grinzii nu mai pot fi mobilizate eforturile unitare de aderență necesare, va începe alunecarea barelor de armătură prin nod. Aceasta are drept consecință descărcarea drastică a eforturilor secționale în secțiunile învecinate ale grinzii. Forțele interne modificate sunt reprezentate în fig. 4.62.

Forțele de compresiune din barele armăturii inferioare a grinzii, C_s din fig. 4.53,*b*, se transformă lent în forțe de întindere T_1' din fig. 4.62,*a*. Din acest motiv,

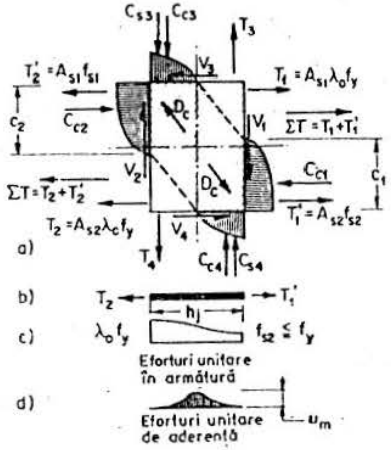


Fig. 4.62. Redistribuția forțelor interioare ca urmare a cedării aderenței în nodul unui cadru.

în nod, bara (fig. 4.62,*b*) este supusă pe întrega lungime h_c unui efort de întindere (fig. 4.62,*c*). Variația modificată a efortului unitar de aderență este reprezentată cantitativ în fig. 4.62,*d*. Forța totală de întindere care trebuie dezvoltată în timpul deformărilor mari inelastice în articulația plastică învecinată de exemplu pe partea dreaptă, crește la $\Sigma T_1 = T_1 + T_1'$. Armăturile superioară și inferioară ale grinzii sunt solicitate în același timp la întindere pe lățimea totală a nodului. Pentru menținerea echilibrului trebuie să existe o forță mare de compresiune a betonului C_{c1} distrubuită pe o înălțime mare a secțiunii de beton. Forțele orizontale mărite din grindă acționează astfel cu un braț interior de pârghie micșorat. Este evident că pentru ductilitatea de curbură și rezistența la încovoiere a acestei secțiuni de grindă devin determinante acum scurtările și rezistența betonului.

Contribuția importantă a armăturii comprimate pentru atingerea ductilității necesare de curbură se pierde total, fapt pentru care majoritatea normelor indică reguli [A1, X3, X4, A6]: de exemplu $A_s' \geq 0{,}5A_s$ în fig. 4.53,*a*. Pierderea aderenței de-a lungul armăturii de încovoiere în nod nu generează numai o reducere drastică a rigidității și a capacității de a disipa energie, ci și o cedare din încovoiere ca urmare a zdrobirii zonelor suprasolicitate comprimate de beton.

Dacă nodul este armat pentru preluarea forțelor tăietoare apărute chiar și în ipoteza distrugerii aderenței, el va putea probabil prelua și forțele tăietoare interne mărite apărute conform fig. 4.62,*a* prin redistribuirea forțelor interne ale grinzii. Aceasta rezultă în baza faptului că forțele mari de compresiune a betonului C_{c1} și C_{c2} conduc la formarea unei diagonale comprimate, după cum rezultă și în fig. 4.62,*a*. Din această cauză, este posibil ca o cedare prematură a aderenței să nu fie sesizabilă din fisurile prezentate de nod.

d) Eforturile unitare tangențiale și dimensiunile de calcul ale nodurilor inelastice

Evaluarea mărimii forțelor din nod se face cel mai bine cu ajutorul eforturilor unitare tangențiale. Ca urmare a propagării accentuate a fisurilor datorită deformațiilor ciclice inelastice, forțele tăietoare în nod sunt transmise prin fenomene fizice complicate. Din această cauză, un efort unitar tangențial (de forfecare) nu are o semnificație fizică directă și se utilizează numai ca o valoare nominală pentru evaluarea nivelului de solicitare.

Modul de stabilire a forțelor tăietoare din nod a fost explicat în capitolele anterioare. Suprafața de transmitere a acestor forțe nu poate fi definită clar pentru toate cazurile posibile. În majoritatea cazurilor se consideră că eforturile unitare orizontale de forfecare din nod acționează pe întreaga secțiune a stâlpului. Uneori este acceptată totuși numai suprafața miezului acestuia. Diferențele sunt în general nesemnificative, cu condiția ca ipoteza să fie explicită iar valorile limită ale eforturilor unitare de forfecare să fie stabilite în mod corespunzător.

Pentru stabilirea suprafeței orizontale utile pentru transmiterea forțelor tăietoare din nod, în locul unor considerații teoretice vor fi preferate ipoteze plauzibile din punct de vedere ingineresc. Fig. 4.63 prezintă ipotezele posibile pentru două cazuri tipice. Ca lățime utilă a nodului b_j, măsurată perpendicular pe planul cadrului, se consideră

lățimea elementului structural mai îngust, la care se adaugă un plus de lățime activă, definită prin plane cu panta 1:2 (fig. 4.63,*a*). Fig. 4.63,*a* prezintă cazul în care grinda este mai îngustă, iar fig. 4.63,*b*, cel în care stâlpul este mai îngust. Lățimea utilă a nodului h_j în planul cadrului este luată egală cu lățimea totală a stâlpului h_c. Ca armătură ce contribuie la realizarea capacității de rezistență a nodului pe această zonă se admite a fi armătura din suprafața utilă $b_j h_j$. În acest fel efortul unitar nominal orizontal de forfecare în nod poate fi exprimat în felul următor:.

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_j} \qquad (4.107)$$

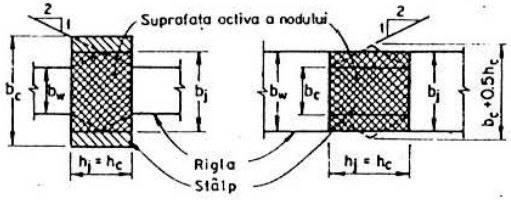
Sub acțiunea seismică, momentele grinzilor adiacente unui stâlp au rotiri, de obicei, în același sens. Acestora li se opun momentele din stâlpii care rotesc în sens opus secțiunile de deasupra și de dedesubtul nodului. Dimpotrivă, momentele în grinzi datorate încărcărilor gravitaționale rotesc în sens opus pe cele două părți ale nodului și, în majoritatea cazurilor, se echilibrează în mare măsură. Transmiterea eficientă a forțelor în nod, în cazul unui cutremur, este posibilă numai atunci când lățimea elementului mai îngust, măsurată perpendicular pe planul cadrului, nu este mult mai mare decât cea a elementului mai lat. Grinzile trebuie să fie, pe cât posibil, mai înguste decât stâlpii, deoarece astfel devine posibilă ancorarea barelor de armare a grinzilor în miez. În fig.4.14 s-au făcut deja recomandări în acest sens.

Ancorarea armăturii grinzilor în afara secțiunii stâlpului generează eforturi unitare de aderență și de forfecare în zone de beton slab legat prin armături. Pe lângă limitările prezentate în fig. 4.63, se va urmări ca cel puțin 75 % din armătura grinzii să treacă prin miezul stâlpului traversat de barele verticale și etrierii respectivi.

Conlucrarea eficientă a stâlpilor cu grinzile sub acțiunea seismică trebuie să fie asigurată și atunci când stâlpii au o lățime simțitor mai mare decât grinzile. Întrucât betonul sau armătura stâlpilor, care depășesc relativ mult fețele exterioare ale grinzii, nu pot prelua în mod util momentele grinzii, lățimea utilă maximă ce poate fi acceptată pentru stâlp b_j se determină cu regulile din fig. 4.63. Aceeași problemă, survenită în cazul nodurilor excentrice, conf. fig. 4.76, va fi tratată în subcapitolul 4.7.6,c.

Efortul maxim ce poate fi transmis nodurilor de cadre este limitat de următoarele două criterii:

1. *Coeficientul de armare transversală a nodului*: efortul mare de forfecare în nodurile interioare necesită un coeficient ridicat de armare transversală, chiar și



a) $b_j \le b_c$ bzw. $b_w + 0.5h_c$ b) $b_j \le b_w$ bzw. $b_c + 0.5h_c$

Fig. 4.63. Ipoteze pentru suprafața orizontală utilă a nodului.

în cazul în care avem de-a face cu noduri ce pot rămâne elastice. Amplasarea unui număr mare de etrieri orizontali, frecvent cu secțiuni diferite, poate conduce la dificultăți aproape insurmontabile de execuție.

2. *Eforturile unitare oblice de compresiune*: după cum rezultă din fig. 4.53, 4.55 și 4.56, toate forțele axiale din stâlpi și forțele tăietoare din noduri se transmit parțial cu ajutorul armăturii transversale a nodului prin forțele oblice de compresiune din miezul nodului. La forțe tăietoare mari și un grad ridicat de fisurare pe ambele direcții în miezul nodului (v. fig. 4.64) rezistența betonului la compresiune oblică poate deveni determinantă pentru capacitatea de rezistență a nodului.

Pentru a evita ruperea betonului datorită compresiunii oblice va fi limitat efortul unitar orizontal de forfecare din nod (limita superioară de efort unitar de forfecare). În aceast sens, se aplică următoarele considerații:

1. Teoria câmpului de compresiune cu pantă variabilă [C3], utilizată la calculul grinzilor și stâlpilor sub efort monoton de forfecare și torsiune datorat încărcărilor gravitaționale, oferă indicații utile și în cazul eforturilor ciclice. Pentru evitarea unei ruperi oblice de compresiune din forfecare, unghiul de înclinare α a direcțiilor eforturilor de compresiune trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

$$\alpha \le 80^\circ - \frac{35^\circ (v_i / f_c')}{0{,}42 - 50\varepsilon_v} \qquad (4.108)$$

$$\alpha \ge 10^\circ + \frac{35^\circ (v_i / f_c')}{0{,}42 - 65\varepsilon_h} \qquad (4.109)$$

în care ε_v și ε_h sunt deformațiile specifice ale armăturii verticale, respectiv orizontale transversale ale nodului.

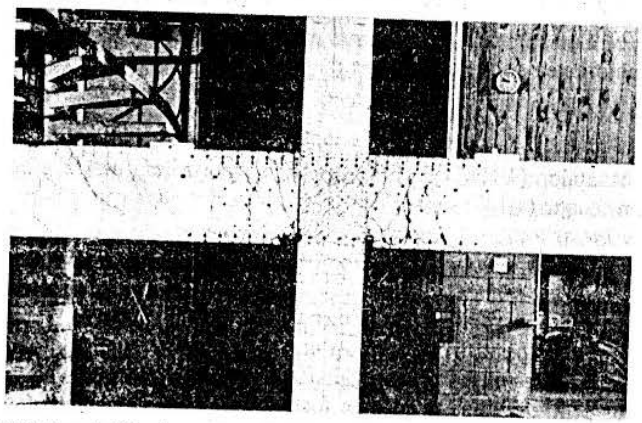


Fig. 4.64. Aspectul fisurilor unui nod interior de cadru cu articulații plastice în grinzi.

În mod normal, stâlpii rămân elastici, adică $\varepsilon_v<\varepsilon_y$, şi ecuaţia (4.109) devine determinantă. Atâta timp cât elementele structurale au secţiuni similare, $h_c \approx h_b$ (v. fig. 4.53,*b*), iar în stâlp nu există o forţă axială, α va avea aproximativ 45° (v. fig. 4.53,*c* şi 4.55). Pentru aceasta, de exemplu la $\varepsilon_b = 0{,}0019$ obţinem $v_i \leq 0{,}30 f_c'$. Conform [C3] efortul unitar de forfecare v_i din ecuaţiile (4.108) şi (4.109) va fi calculat cu înălţimea totală a secţiunii stâlpului, adică cu d_c şi nu cu $h_j = h_c$, aşa cum se procedează în cazul efortului unitar de forfecare v_{jh} conform ecuaţiei (4.107). În ipoteza $d_c/h_c = 0{,}85$, rezultă $v_{jh} \approx 0{,}26 f_c'$.

La majoritatea structurilor multietajate în cadre, la care forfecarea din noduri este hotărâtoare, înălţimea grinzii este mai mare decât înălţimea secţiunii stâlpului, adică $h_b>h_c$. La nodurile interioare este, de asemenea, totdeauna prezentă o forţă axială de compresiune, care amplifică zona de compresiune din încovoiere a stâlpilor. Unghiul α este deci mai mare de 45° (v. fig. 4.56). De exemplu, pentru α=55°, ε_h=0,0019 şi d_c/d_h=0,85 limita superioară de efort unitar din forfecare va fi de $v_i \leq 0{,}32 f_c'$.

Dacă armătura orizontală cu etrieri este insuficientă, poate apărea o deformaţie plastică prematură, ceea ce conduce la diminuarea rezistenţei betonului la compresiunea oblică. Cu ε_h=0,004 şi α=45° respectiv 55° limita efortului unitar de forfecare va mai fi numai de $v_i \leq 0{,}16 f_c'$, respectiv $0{,}20 f_c'$.

2. Atâta timp cât armătura orizontală din nod rămâne elastică, putem conta pe o legare mai bună a betonului din nod decât a celui din grindă şi deci pe o rezistenţă mai bună a betonului la compresiune oblică.
3. Fisurile oblice se formează ca urmare a solicitării nodului pe ambele direcţii. Aceasta poate afecta puternic rezistenţa la compresiune a betonului. În special în cazul unei deformaţii plastice premature a armăturii nodului, fisurile se deschid destul de mult, ceea ce poate conduce la măcinarea betonului pe suprafeţele fisurilor.

În majoritatea normelor, limitele de efort unitar din forfecare sunt exprimate ca funcţie de $\sqrt{f_c'}$, în raport cu rezistenţa betonului la întindere. Ar fi de preferat raportarea directă la f_c', deoarece, de fapt, compresiunea oblică este cea hotărâtoare [conform ecuaţiilor (4.108) şi (4.109)]. Analog normelor, pentru eforturile unitare obţinute din ecuaţia (4.107) se stabileşte *limita superioară de efort unitar din forfecare a nodurilor inelastice:*

$$v_{jh} \leq 1{,}5\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{4.110}$$

unde sunt luate în consideraţie toate influenţele menţionate anterior.

Această condiţie va fi însă rareori un criteriu hotărâtor la proiectarea nodurilor. Motivul este coeficientul foarte mare de armare orizontală transversală a nodului, care ar fi necesar pentru eforturi unitare de forfecare de acest nivel, în absenţa unor forţe axiale mari generând probleme de poziţionare a armăturilor.

Dacă coeficientul de armare a grinzii pentru încovoiere este mic, sau secţiunile stâlpilor sunt mult mai mari decât cele ale grinzilor, eforturile unitare de forfecare din noduri pot deveni foarte mici. În acest caz, în miezul nodului va apărea un număr mic de fisuri sau acesta nu se va fisura de loc. Modelele discutate în acest capitol nu corespund în acest caz realităţii, iar rezultatele calculului efectuat în baza lor sunt de o prudenţă exagerată.

e) Contribuţia diagonalelor comprimate de beton la rezistenţa la forfecare a nodurilor inelastice

Transmiterea forţei de compresiune a betonului armăturii comprimate din zona articulaţiilor plastice precum şi distribuţia eforturilor de aderenţă de-a lungul armăturii grinzii unui nod inelastic de cadru au fost discutate în subcapitolul 4.7.4,c.2. S-a arătat că, după un număr mic de cicluri inelastice, componenta orizontală a forţei de compresiune D_c' din diagonalele comprimate de beton scade (fig. 4.57). Din acest motiv se va micşora şi rezistenţa la forfecare V_{ch}, aşa cum s-a explicat în subcapitolul 4.7.4,b.3 pentru nodurile elastice.

Ţinând cont de diferitele mărimi care o influenţează, contribuţia diagonalelor comprimate de beton la rezistenţa orizontală la forfecare a nodurilor inelastice poate fi considerată în felul următor:

1. În cazul stâlpilor cu forţă axială de întindere sau cu forţă axială de compresiune se consideră că întreaga forţă de forfecare din nod este transmisă conform modelului de grindă cu zăbrele. Contribuţia diagonalelor comprimate de beton la rezistenţa orizontală la forfecare dispare:

$$V_{ch} = 0 \tag{4.111}$$

Din acest motiv trebuie prevăzută o armătură transversală orizontală care să preia întreaga forţă tăietoare a nodului V_{jh}. La calculele la acţiunile seismice, cele mai mici forţe axiale rezultă din diferenţa dintre forţa dată de încărcările gravitaţionale şi cea din forţele seismice echivalente. Această mărime este însă foarte nesigură, deoarece în realitate există şi componenta verticală a acceleraţiilor seismice. Din această cauză, pentru forţele axiale de compresiune $P_u<0{,}1 f_c' A_g$ se foloseşte valoarea V_{ch}=0.

2. La stâlpii cu o forţă axială de compresiune mare, adică cu un efort unitar axial de compresiune de peste $0{,}1 f_c'$, forţele orizontale de aderenţă de-a lungul armăturii grinzii formează, împreună cu forţa de compresiune axială a stâlpului, o forţă în diagonalele comprimate de beton. O parte a forţei tăietoare orizontale a nodului este transmisă în acest mod. Această parte este estimată cu ajutorul formulei uzuale pentru contribuţia betonului la rezistenţa la forfecare a grinzilor şi stâlpilor, conform ecuaţiei (3.38):

$$v_c = \left(1 + \frac{3P_u}{A_g f_c'}\right) v_b$$

în care efortul unitar de forfecare nominal este dat de ecuaţia (3.37):

$$v_b = (0{,}07 + 10\rho)\sqrt{f_c'} \le 0{,}2\sqrt{f_c'}$$

f_c' este dat în N/mm^2;

$\rho = A_s/(bd)$ – coeficientul de armare la încovoiere, aici, în cazul forței tăietoare orizontale a nodului fiind cea a stâlpului. Întrucât procentul de armare a stâlpului (armătura totală) se află cel puțin între aproximativ 0,8 și 1 %, ρ (calculat cu înălțimea totală a secțiunii) este cel puțin aproximativ egal cu 0,5 și 0,6 % (neglijând barele intermediare din stâlp). Cu aceasta, din ecuația (3.37), rezultă valoarea minimă $v_b=0{,}125\sqrt{f_c'}$, f_c' fiind dat în N/mm^2. Pentru dimensionarea nodurilor cu forță axială mare de compresiune se poate utiliza pentru v_b o valoare medie între valoarea minimă și valoarea maximă limită $v_b=0{,}2\sqrt{f_c'}$ din ecuația (3.37), adică $v_b=0{,}17\sqrt{f_c'}$.

Pentru o forță axială de compresiune între 0,1 și $0{,}5f_c'A_g$ vom considera o creștere continuă a contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la încovoiere a nodului între următoarele limite:

$$0 \le v_c \le 0{,}17\left(1+\frac{3P_u}{A_g f_c'}\right)\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \qquad (4.112)$$

Conform [X3], acesteia îi corespunde următoarea ecuație de dimensionare pentru contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența orizontală la forfecare pentru nodurile inelastice ale cadrelor plane:

$$V_{ch} = v_{ch} b_j h_j = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{P_u}{A_g} - \frac{f_c'}{10}}\, b_j h_j \quad [\text{N, mm}] \qquad (4.113)$$

Din ecuația (4.113) rezultă $V_{ch}> 0$, numai în cazul în care $P_u> 0{,}1 f_c' A_g$. Această ecuație este relativ prudentă și, din cercetările ulterioare, ar putea rezulta o creștere a V_{ch}.

Fig. 4.65 prezintă corelația între ecuația (3.37) și (4.113).

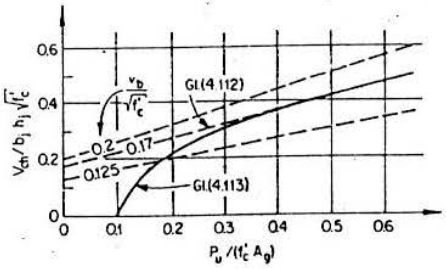


Fig. 4.65. Comparația diferitelor formule pentru contribuția betonului, respectiv

3. Precomprimarea orizontală în nod poate conduce la necesitatea forțelor de fixare laterală din fig. 4.55 în locul armăturii orizontale transversale a nodului. În cazul armăturii pretensionate în afara treimii mediane a secțiunii, trebuie considerat că forța de precomprimare se pierde ca urmare a deformațiilor remanente mari în articulația plastică [T2]. Deci, la determinarea rezistenței la forfecare a nodului, va fi considerată o forță de precomprimare egală cu P_{cs}^{∞} după toate pierderile, în limitele treimii mijlocii.

   Întrucât contribuția forței axiale a stâlpului și cea a forței de precomprimare a grinzii la rezistența nodului la forfecare generează mecanisme diferite, ambele contribuții la V_{ch} pot fi suprapuse independent. Contribuția precomprimării va fi totuși aleasă cu prudență egală cu

$$V_{ch} = 0{,}7P_{cs}^{\infty} \qquad (4.114)$$

4. În cazul nodurilor înguste, adică atunci când lățimea stâlpului h_c este mai mare decât de două ori înălțimea grinzii h_b ($\alpha<27°$), condițiile de formare a unei diagonale oblice comprimate de beton sunt mult mai favorabile. Din această cauză contribuția diagonalei comprimate la rezistența la forfecare orizontală se stabilește cu ajutorul valorii limită de mai sus, din ecuația (3.37):

$$V_{ch} = 0{,}2\left(1+\frac{3P_u}{f_c'A_g}\right)\sqrt{f_c'}\, b_j h_j \qquad (4.115)$$

Pentru contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare verticală a nodurilor inelastice se aplică următoarele considerații:

Dacă stâlpii sunt dimensionați în așa fel încât rămân elastici când se formează articulațiile plastice în grinzi, forța din diagonala comprimată de beton D_c' (v. fig. 4.57) rămâne nemodificată. Reacțiunile corespunzătoare componentei verticale a acestei forțe rămân disponibile sub forma unor forțe verticale de fixare în zonele de colț ale modelului de grindă cu zăbrele din fig. 4.55. Necesarul de armături verticale în nod devine astfel mult mai mic. Din acest motiv, ecuația (4.102), valabilă pentru nodurile care rămân elastice, poate fi aplicată și la determinarea contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecarea verticală V_{cv} a nodurilor inelastice.

f) Contribuția armăturii transversale a nodurilor la rezistența la forfecare

Conform ecuațiilor (4.98) și (4.100), contribuțiile armăturilor transversale orizontale și verticale ale nodurilor la rezistența acestora la forfecare (cazul nodurilor elastice și inelastice) trebuie să fie cel puțin egale cu:

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$$

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$$

Secțiunile de armare transversală necesare sunt:

$$A_{jh} = V_{sh}/f_{yh} \qquad (4.116)$$

$$A_{jv} = V_{sv}/f_{yv} \qquad (4.117)$$

Această armare transversală va fi amplasată în nod, în interiorul barelor exterioare de armătură ale grinzii şi ale stâlpului, deasupra înălţimii grinzii, respectiv lăţimii secţiunii stâlpului, astfel încât să intersecteze planul potenţial de rupere marcat în fig. 4.53,*a*. Scopul acestei armări este transmiterea forţelor tăietoare ale nodului cu o deformare plastică limitată a barelor de armătură care intersectează planul potenţial de rupere.

La alcătuirea constructivă a armăturii transversale orizontale a nodului, care are de obicei forma unor etrieri orizontali, vor fi respectate următoarele reguli:

1. Se va calcula suprafaţa utilă a secţiunii etrierilor care intersectează planul de rupere. Pentru etrierii prezentaţi în fig. 4.53,*b*, rotiţi cu 45°, suprafaţa utilă a secţiunii este de $A_b / \sqrt{2}$ pentru fiecare bară.
2. Vor fi consideraţi în calcul numai etrierii aflaţi în interiorul lăţimii utile a nodului b_j. Etrierii aflaţi în afara suprafeţei dublu haşurate în fig. 4.53,*a* nu se iau în consideraţie.
3. Armătura transversală orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală din zonele adiacente ale stâlpilor (v. subcapitolul 4.7.1.2).
4. Armătura transversală orizontală a nodului va fi distribuită uniform pe toată înălţimea dintre armătura superioară şi cea inferioară a grinzii, care străbate nodul. Barele imediat deasupra şi dedesubtul armăturii grinzii nu mai sunt active ca armătură transversală, deoarece deformaţiile lor sunt puternic influenţate de cele ale armăturii de încovoiere.
5. În calcul vor fi consideraţi numai etrierii care intersectează în mod real planul potenţial de rupere, aflat pe direcţia diagonalelor nodului. Totuşi, acei etrieri care sunt mai scurţi decât o treime din dimensiunea nodului h_j pe direcţia forţei tăietoare orizontale, nu ar trebui luaţi în consideraţie. Aplicarea acestei reguli este prezentată în exemplul din subcapitolul 4.11.13.
6. Pentru a asigura transmiterea forţelor de aderenţă a tuturor barelor verticale pe ambele părţi ale stâlpului pe direcţiile diagonale de compresiune (v. fig. 4.36), în locul etrierilor exteriori vor fi preferaţi etrierii cu secţiuni diferite în număr

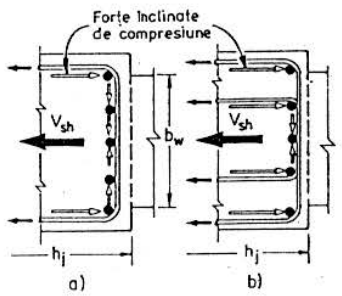


Fig. 4.66. Efectul forţelor oblice de compresiune asupra modului de transmitere a forţelor de aderenţă ale armăturii stâlpului.

mai mare. Fig. 4.66 prezintă transmiterea forţelor oblice de compresiune în cazul unei dispuneri *a)* inadecvate şi *b)* adecvate a armăturii transversale.

După cum s-a explicat deja în subcapitolul 4.7.4,b.4, armătura transversală verticală a nodului constă din barele intermediare de armătură ale stâlpilor, adică din toate barele de armătură aflate între barele din colţurile stâlpului. Întrucât stâlpii trebuie să rămână în domeniul elastic de comportare, aceste bare nu suportă eforturi mari de întindere. Pentru a putea contribui efectiv la rezistenţa la forfecare a nodului, ele vor trebui ancorate în mod adecvat deasupra şi dedesubtul acestuia.

Dacă între barele de colţ din stâlp nu există alte bare de armătură, vor fi prevăzute bare intermediare suplimentare.

Acestea pot fi bare drepte cu o lungime corespunzătoare de ancorare în afara nodului sau bare îndoite la 90° spre interiorul stâlpului.

Distanţa dintre barele verticale care realizează armătura de forfecare a nodului nu va depăşi distanţa de 200 mm. În orice caz, între barele de colţ va fi prevăzută totdeauna cel puţin încă o bară de armătură. Eficienţa acestui mod de armare a fost confirmată prin încercări [P43].

g) Aderenţa şi ancorajul

Unele aspecte ale aderenţei, în special în privinţa diminuării rezistenţei la forfecare a nodului, au fost discutate în subcapitolul 4.5.4,c.2. Influenţa curgerii armăturilor din zonele articulaţiilor plastice ale grinzilor asupra redistribuţiei eforturilor de aderenţă a fost analizată cantitativ în fig. 4.59.

Cunoştinţele privind fenomenul de aderenţă în cazul acţiunilor seismice sunt relativ reduse, în comparaţie cu alte aspecte ale comportării elementelor din beton armat. Cu toate că diferiţii factori de influenţă asupra rezistenţei la aderenţă şi relaţia aderenţă-lunecare a barelor de armătură au putut fi studiate sub eforturi ciclice mari [F5, E1], transpunerea lor în reguli simple de calcul întâmpină greutăţi deoarece, atât simularea experimentală cât şi formularea matematică în condiţiile speciale care apar în nod sub eforturile seismice sunt dificile (v. fig. 4.64).

S-a putut totuşi arăta că deteriorarea puternică a aderenţei se produce imediat ce în bara de armătură se depăşeşte limita de curgere. Aceasta înseamnă că în nodurile elastice pot fi menţinute condiţii mai bune de aderenţă. În miezul nefisurat al nodului aderenţa poate fi considerată chiar ca un aspect total nesemnificativ. Diminuarea aderenţei ca urmare a deformaţiilor plastice în nod poate contribui însă cu până la 50 % la deplasarea totală a unei porţiuni de cadru [S4].

Condiţiile de aderenţă de-a lungul unei bare de armătură a unei grinzi sunt puternic modificate la străbaterea nodului. După cum se poate observa în fig. 4.59,*c*, aderenţa este distrusă relativ repede în zona marginilor miezului. Dimpotrivă, în interiorul nodului pot fi mobilizate eforturi unitare de aderenţă relativ mare, în special dacă există o confinare normală pe bara considerată. Între aceste limite există o zonă de trecere continuă [E1]. Lunecarea variază deci de-a lungul barei şi este greu de conceput un model simplu pentru descrierea comportării de aderenţă–scurtare pentru barele de armătură ancorate în interiorul nodului.

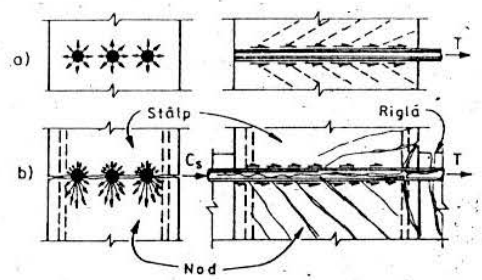


Fig. 4.67. Eforturi unitare de aderență de-a lungul barelor de armătură la încercarea standard a) și în cazul unui nod interior al unui cadru b).

Încercările pentru studierea comportării aderenței sub eforturi seismice conform fig. 4.67,*a* sunt asemănătoare cu încercările de smulgere statică [P1]. Eforturile unitare de aderență în astfel de încercări standard sunt distribuite uniform în jurul barei și generează eforturi unitare tangențiale și radiale uniforme.

O bară de armătură aflată în partea superioară a grinzii întâmpină, dimpotrivă, conform fig. 4.6,*b*, condiții mult mai puțin favorabile în nod, datorită forței de aderență foarte mari transmise $\Delta T=T+C_s$ și datorită fisurilor formate ca urmare a întinderii transversale exercitate de stâlp în dreapta, deasupra nodului. Constatând forța tăietoare orizontală din nod [ecuația (4.104)] rezultă că aproximativ 80 % din întreaga forță de aderență trebuie transmisă în jos în direcțiile oblice de compresiune ale nodului. Spre deosebire de încercarea standard, distribuția eforturilor unitare de forfecare în jurul barelor de armătură nu mai este uniformă. Pe partea barei de armătură îndreptată spre miezul nodului trebuie mobilizate eforturi unitare de aderență mult mai mari (v. partea stângă în fig. 4.67,*b*). Dacă se transmite în sus mai mult de aproximativ 20 % din forța totală de aderență decât cea transmisă pe stâlp, excesul va trebui transmis în jos în miezul nodului. Aceasta provoacă eforturi unitare de forfecare în fisura de despicare dintre barele de armătură, care sunt însă posibil a se dezvolta numai în cazul în care această fisură este supusă unor forțe transversale de compresiune. O forță axială de compresiune în stâlp are din acest motiv o influență favorabilă asupra ancorării barelor de armătură în nod.

Mărimile semnificative care influențează comportarea aderenței, reprezentată în fig. 4.67,*b*, sunt următoarele:

1. Confinarea. O confinare transversală pe direcția barei de armătură ameliorează mult aderența sub eforturi seismice. Un număr mic de cicluri de efort în domeniul inelastic poate conduce în absența confinării la o reducere mare a aderenței. Confinarea poate fi asigurată de forța axială de compresiune în stâlp sau de o armătură transversală.

Din acest motiv, barele intermediare de armătură ale stâlpilor (barele aflate între cele de colț) sunt esențiale, în afara funcției lor în calitate de armătură transversală a nodului, pentru evitarea unei cedări premature a aderenței în cazul forțelor axiale mici de compresiune a stâlpului sau în absența acestora. Din acest motiv, stâlpii necesită o

rezervă adecvată de rezistență la încovoiere, pentru ca barele verticale de armătură să poată prelua forțele suplimentare fără a se deforma plastic. Subcapitolul 4.5 explică cum poate fi asigurată aceasta.

Există totuși o limită superioară și pentru confinare. Dacă se prevede armătură suplimentară peste cea necesară asigurării confinării totale, relația aderență–lunecare nu mai poate fi ameliorată [E1]. La creșterea ulterioară a efortului se atinge forța maximă de aderență, întrucât betonul dintre nervurile armăturii se zdrobește, astfel încât se atinge rezistența la forfecare, considerată pe suprafața cilindrică înfășurătoare a barei de armătură [P1].

2. Diametrul barelor. Diametrul barelor d_b nu influențează semnificativ rezistența la aderență, exprimată ca efort unitar maxim posibil de aderență. Diferența este în cazul diametrelor uzuale de aproximativ 10 % în favoarea barelor mai subțiri [E1]. Deci, dacă forța maximă de aderență $\Delta T=T+C_s$ (v. fig. 4.67) este limitată de efortul unitar de aderență posibil, la același efort unitar de curgere f_y raportul dintre lungimea de ancorare l_e disponibilă în cazul respectiv și diametrul d_b trebuie să rămână constant:

$$\frac{l_e}{d_b} = \text{constant} \tag{4.118}$$

La nodurile interioare lungimea de ancorare l_e este limitată de lățimea miezului nodului. Diametrele barelor de armătură vor fi adaptate în consecință.

3. Rezistența betonului. Rezistența betonului nu are o influență decisivă. S-a confirmat [E1] că rezistența de aderență la acțiuni seismice, așa cum indică majoritatea normelor [A1, X3], crește proporțional cu rezistența la întindere a betonului, adică proporțional cu $\sqrt{f_c'}$.

4. Distanța dintre bare. Distanța dintre barele de armătură influențează, într-o anumită măsură, rezistența la aderență. Pentru distanțe dintre barele de armătură de sub $4d_b$ s-a putut constata o reducere de cel mult 20 % [E1].

5. Nervurile barelor de armătură. Suprafața nervurată (profilul periodic) este foarte importantă pentru calitatea aderenței și influențează atât rezistența la aderență cât și relația de aderență–lunecare [E1]. Diferențele între forma nervurilor, utilizată în diferite țări, generează dificultăți importante la compararea rezultatelor încercărilor efectuate pe noduri. O influență și mai mare o are contactul între beton și suprafața nervurilor [P1] și deci așezarea betonului față de poziția barei de armătură și a direcției efortului.

h) Calculul lungimilor de ancoraj în nod

Considerațiile de mai sus, împreună cu experiența limitată obținută din încercări precum și judecăți inginerești au condus la următoarele recomandări pentru proiectarea ancorării barelor de armătură care străbat nodurile interioare:

1. Plecând de la ideea că la diametrele barelor de armătură utilizate în mod normal, rezistența de aderență rămâne relativ constantă, pentru diametrul

maxim al barei de armare a grinzii, care se deformează plastic în dreptul nodului (nod inelastic), se aplică următoarea formulă:

$$d_b \le 11 h_j / f_y \qquad (4.119)$$

În această inegalitate s-a presupus că pentru diferite dimensiuni ale nodului, respectiv ale stâlpului ($h_j = h_c$), raportul l_e/h_j este aproximativ constant.

Pentru f_y= 275, respectiv 460 N/mm^2, rezultă $d_b \le h_j/25$, respectiv $h_j/42$.

2. Dacă se poate demonstra că armătura de încovoiere a grinzii nu se deformează plastic în dreptul feței stâlpului (nod elastic), condițiile ecuației (4.119) pot fi ușor reduse:

$$d_b \le 14 h_j / f_y \qquad (4.120)$$

Pentru f_y= 275, respectiv 460 N/mm^2, rezultă $d_b \le h_j/20$, respectiv $h_j/33$.

3. Pentru evitarea scăderii rezistenței de aderență prin despicarea betonului neconfinat, diametrul barelor de armătură întinse antrenate din planșeu (secțiunea monolită în T) nu va depăși o cincime din grosimea plăcii.

4. În cazul unei forțe axiale mari de compresiune din stâlp, confinarea generată de aceasta, transversal pe armătura grinzii, are o influență favorabilă. Această influență este sensibilă atâta timp cât o mare parte a secțiunii stâlpului este comprimată în dreptul nodului, în situația în care în stâlp se dezvoltă momentele încovoietoare care echilibrează momentele de plastificare a grinzii. Din acest motiv, pornind de la ecuația (4.119), pentru $P_{u,min}/(f_c' A_g) \ge 0{,}4$, diametrele barelor de armătură pot avea valorile exprimate ca o fracțiune din lățimea nodului, respectiv a stâlpului ($h_j = h_c$), prezentate în fig. 4.68.

Pentru aceste recomandări, s-a considerat că în bare efortul unitar de curgere nu este atins pe ambele părți ale nodului. Atunci când se poate demonstra că această ipoteză nu este valabilă, după cum se întâmplă frecvent în sistemele structurale cu ductilitate limitată, se poate aplica coeficientul R_b conform ecuației (7.11) în corelare cu fig. 4.68.

5. Dacă, în cazuri excepționale, formarea articulațiilor plastice este prevăzută în stâlpi și nu în grinzi, limitările indicate la punctele 1–4 pentru diametrul barelor

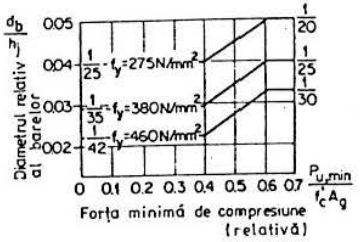


Fig. 4.68. Diametre admisibile ale barelor d_b ale armăturii grinzii, care străbat nodul, ca fracțiune din lățimea nodului h_j.

de armătură d_b ale grinzii se amplifică cu coeficientul k_b,

$$k_b = 2 - \frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_b} \ge 1 \qquad (4.121)$$

unde: ΣM_c este suma momentelor de deformare plastică în stâlp, în secțiunile învecinate cu nodul, calculate pe baza rezistenței de calcul, luate pentru același sens de rotire față de axa grinzii;

ΣM_b – suma momentelor analoge ale grinzii, care nu se deformează plastic în secțiunile învecinate cu nodul, luate pentru același sens de rotire raportat la axa stâlpului.

Fundamentarea acestei amplificări a diametrului maxim al barei de armare a grinzii este ilustrată în fig. 4.69. O comparație a diagramelor momentelor la echilibrarea rezistenței la încovoiere pentru grinzi și stâlpi arată că momentele stâlpilor M_{c1} și M_{c2} sunt hotărâtoare pentru rezistența nodului și că nu pot apărea momentele ΣM_b. Eforturile în armătura grinzii variază conform liniei întrerupte din fig. 4.69,*a*, aproximativ analog cu diagrama de momente, deoarece suma momentelor din grindă nu poate depăși valoarea ΣM_c. În timp ce, pe o parte a nodului, eforturile unitare de întindere în armătură ating cel mult f_y, eforturile unitare de compresiune de pe partea cealaltă rămân relativ mici, ceea ce poate conduce la forțe mai mici de aderență decât în structurile cu noduri elastice și articulații plastice în grinzi. Deci $\Sigma M_c/\Sigma M_b < 1{,}0$ și conform ecuației (4.121) $k_b > 1$. Dacă ΣM_b este foarte mare, în grindă se poate admite o mărire considerabilă a diametrelor barelor de armătură, deoarece în urma acțiunii seismice nu se produce inversarea de efort. Această situație poate apărea la structurile cu unul sau două niveluri, în care predomină încărcările gravitaționale, atunci când stâlpii relativ slabi sunt hotărâtori pentru rezistența la cutremur.

6. Dacă este prevăzută formarea articulațiilor plastice în ambele capete ale stâlpului, diametrul maxim al barelor de armătură va fi limitat la următoarea valoare:

$$d_b \le 14\, h_b / f_y \qquad (4.122)$$

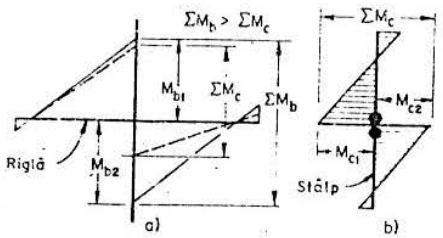


Fig. 4.69. Diagramele de momente pentru grindă a) și pentru stâlp b) la determinarea diametrului admisibil al barei de armătură în nod.

Această condiție, mai puțin severă decât cea din ecuația (4.119), este admisibilă deoarece condițiile de aderență pentru barele de armătură ale stâlpilor sunt mult mai bune decât pentru armătura orizontală a grinzilor unde, datorită tasărilor betonului proaspăt, există tendința de formare a unor goluri sub barele de armătură.

7. Din considerații similare, pentru diametrul maxim al barelor de armătură din stâlpii în care nu se formează articulații plastice rezultă:

$$d_b \leq 18 h_b / f_y \qquad (4.123)$$

8. Dacă se poate demonstra că eforturile unitare în barele de armături din stâlp sunt, pe întreaga lungime din interiorul nodului, numai de întindere sau numai de compresiune, la cutremurul de dimensionare (acțiune seismică în ambele sensuri) nu se impun limite în privința diametrului barelor. Această situație este întâlnită la stâlpii cu efect dominant de consolă, adică atunci când în etajul aflat dedesubtul nodului nu există un punct de inflexiune a deformatei și acționează în același timp o forță axială mare de compresiune.

După cum s-a remarcat anterior, ruperea aderenței armăturii în interiorul nodului nu conduce în mod obligatoriu la cedarea acestuia. Dar cu cât abaterile acceptate de la recomandările enumerate mai sus sunt mai mari, cu atât mai mult vor scădea rigiditatea și capacitatea de disipare a energiei. Gradul corespunzător de afectare a calității comportării cadrului nu poate fi cuantificat într-un mod general valabil, deoarece practic nu există criterii obiective în acest sens. Anumite norme [A1, A3, X4] indică reguli mai puțin stricte decât cele prezentate mai sus pentru ancorarea barelor de armătură în noduri. Prin aceasta ele acceptă un grad mai mare de afectare a comportării nodului și cadrului decât cel preconizat în prezenta lucrare [X3], în special în ceea ce privește rigiditatea.

4.7.5. Nodurile interioare ale cadrelor spațiale

Fig. 4.48,*d* reprezintă schematic nodul interior al unui cadru spațial sub acțiune seismică. Pentru ca desenul să fie mai explicit, nu este reprezentat planșeul. Există posibilitatea ca în grinzi să se formeze articulații plastice, simultan, pe toate cele patru părți ale stâlpului. Deoarece tratarea matematică a acestei situații este relativ complicată, pentru proiectare se recomandă următoarele simplificări convenționale:

Mecanismul pentru rezistența la forfecare a unui nod spațial este similar cu cel descris anterior pentru cadrul plan, cu excepția faptului că suprafața de rupere are o poziție diferită. Fig. 4.70 prezintă blocurile de compresiune a betonului pe cele șase suprafețe care delimitează nodul. Direcțiile principale de compresiune se formează aproximativ pe diagonalele spațiale ale nodului, variația de detaliu fiind însă foarte complicată.

În cazul în care procentul de armare transversală a nodului este insuficient, se poate forma suprafața de rupere cu traseu oblic, prezentată în fig. 4.71. Dacă se utilizează etrierii obișnuiți orizontali cu ramuri paralele la fața stâlpului, suprafața de rupere va fi intersectată pe fiecare direcție numai de câte o ramură a unui asemenea

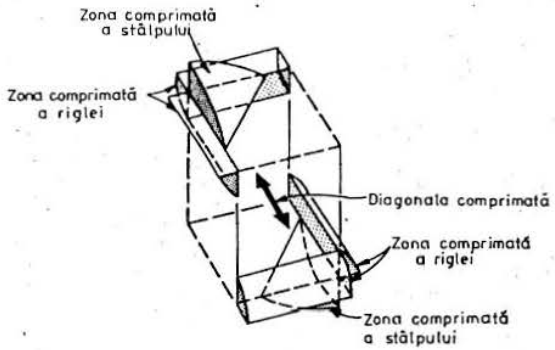


Fig. 4.70. Diagonalele comprimate de beton în nodul unui cadru spațial.

etrier. În plus, barele orizontale intersectează suprafața de rupere la un unghi mai mic de 90°, din care cauză se pot opune numai cu o eficiență redusă forței tăietoare în nod. Dacă grinzile au aceeași rezistență la încovoiere, forța tăietoare totală în nod este egală cu $\sqrt{2}$ – valoarea corespunzătoare cadrului plan. Astfel, ar fi necesară o armare transversală dublă pe ambele direcții.

Ar putea fi considerate și două modele de cadre plane amplasate perpendicular. Prin aceasta sunt luate în considerație toate ramurile etrierilor. Singura adaptare față de procedeul aplicat în subcapitolul 4.7.4,e și f se referă la efectul forței axiale de compresiune din stâlpi la stabilirea contribuțiilor diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare V_{ch} și V_{cv}. Ecuația (4.101) pentru nodurile elastice și ecuațiile (4.113) și (4.115) pentru nodurile inelastice arată influența forței axiale de compresiune din stâlpi asupra rezistenței la forfecare a nodului la cadrele elastice. În cadrele spațiale nu se poate porni de la ipoteza că forța axială de compresiune exercită aceeași influență favorabilă simultan pe ambele direcții. Din această cauză, forța axială de compresiune P_u trebuie înlocuită cu:

$$P_{u,x} = C_{j,x} P_u \qquad (4.124)$$

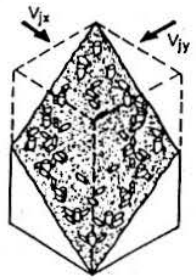


Fig. 4.71. Suprafața de rupere posibilă în nodul unui cadru spațial.

$$P_{u,y} = C_{j,y} P_u \tag{4.125}$$

unde:

$$C_{j,x} = \frac{V_{jh,x}}{V_{jh,x} + V_{jh,y}} \tag{4.126}$$

$$C_{j,y} = \frac{V_{jh,y}}{V_{jh,x} + V_{jh,y}} \tag{4.127}$$

$V_{jh,x}$ şi $V_{jh,y}$ sunt forţele tăietoare orizontale asociate momentelor calculate cu considerarea efectului de suprarezistenţă al grinzilor pentru cele două direcţii x şi y. În majoritatea cazurilor este suficient să se înlocuiască $V_{jh,x}$ şi $V_{jh,y}$ cu forţa tăietoare orizontală a stâlpului deasupra sau dedesubtul nodului din calculul elastic pentru forţele seismice echivalente în direcţia x şi respectiv y.

Un element de încercare de forma prezentată în fig. 4.48, calculat conform acestor reguli, a prezentat o comportare mulţumitoare. fig. 4.72 prezintă nodul de cadru cu articulaţiile plastice vizibile cu claritate în grinzi.

În literatura de specialitate se recomandă parţial [A1, A3] ca în nodurile cadrelor spaţiale să se ţină cont de rezemarea laterală asigurată de grinda transversală. Prin aceasta, comparativ cu nodul din cadrele plane analoage, este necesar un procent de armare transversală mult mai mic. Acest fapt a putut fi confirmat şi prin încercări [M5, Y1]. Acest rezultat are însă o semnificaţie practică redusă, deoarece în cadrul încercărilor nu au fost solicitate grinzile transversale. Ca urmare a unui cutremur pe direcţie oblică, în anumite condiţii, se formează articulaţii plastice în toate grinzile (v. fig. 4.48,*d*) şi nu este vorba numai de pierderea efectului de rezemare de către grinda transversală, ci de propagarea deformaţiilor plastice în nod pe ambele direcţii, ceea ce deteriorează simţitor condiţiile de ancorare a armăturii încrucişate de încovoiere. Din acest motiv, efectul favorabil al grinzii transversale nu va fi luat în calcul. Comportarea

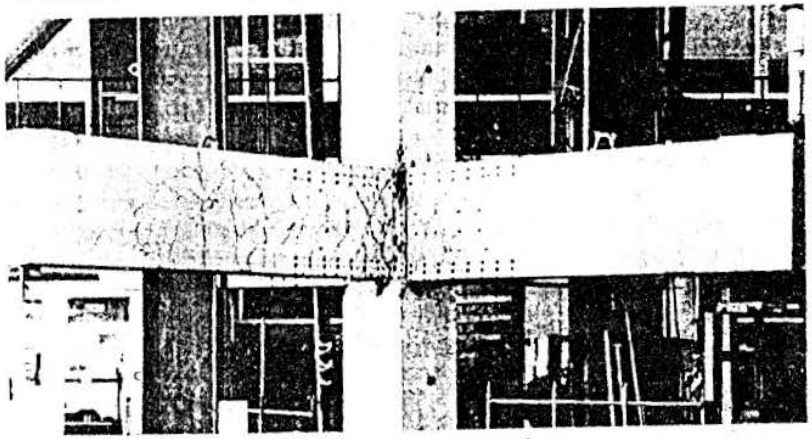


Fig. 4.72. Element de încercare după mai multe cicluri de efort pe ambele planuri ale cadrului

elementului de încercare din fig. 4.72 a fost similară, dar nu atât de bună ca cea a cadrului plan din fig. 4.64 [B5].

4.7.6. Particularităţi ale nodurilor interioare

a) Contribuţia planşeelor

Pentru a ne asigura că stâlpii nu constituie elementul cel mai slab al sistemului structural, trebuie determinat efortul capabil maxim al elementelor învecinate mai slabe, de obicei grinzile. Aceasta necesită estimarea contribuţiei armăturii active a planşeului aşezate paralel cu grinda, la suprarezistenţa grinzii. În subcapitolul 4.4.2,b şi în fig. 4.13 au fost reprezentate regulile pentru determinarea lăţimii active de placă în zona întinsă, respectiv a armăturii acesteia. Trebuie subliniat că aceste reguli sunt foarte aproximative şi că lăţimea activă variază cu ductilitatea de rotaţie impusă. În anumite condiţii, la rotaţii foarte mari în articulaţiile plastice, armătura întregii lăţimi a planşeului poate fi mobilizată.

Fig. 4.75 ilustrează transmiterea forţelor de la armătura planşeului la nodul cadrului [C14].

Forţele de întindere formate într-o bară superioară de armare a planşeului la marginea dreaptă şi stângă a secţiunii de planşeu prezentate, T_s' şi, respectiv, T_s, sunt transmise în betonul planşeului prin eforturile unitare de aderenţă. Cu ajutorul armăturii planşeului amplasat transversal pe aceasta, forţele pot fi transmise pe direcţii oblice de compresiune a betonului în grindă şi, prin aceasta, în miezul nodului. Direcţiile oblice

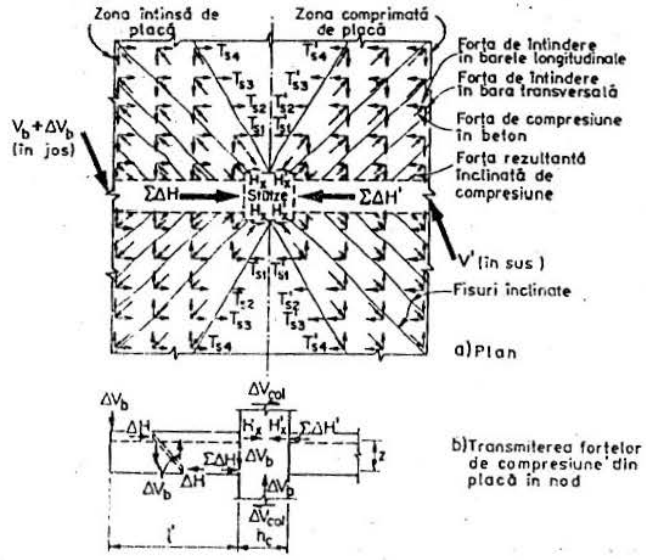


Fig. 4.73. Transmiterea forţelor din armătura planşeului într-un nod.

de compresiune transmit în partea superioară a grinzii, de ambele părți ale stâlpului, forțele orizontale $\Delta H'$, respectiv ΔH.

În cazul grinzii din dreapta, solicitate de jos în sus, suma forțelor $\Delta H'$, adică $\Sigma\Delta H'$ este transmisă direct în nod și nu influențează rezistența grinzii la încovoiere. Forțele de aceeași mărime, dar opuse ΔH, respectiv suma acestora $\Sigma\Delta H$ măresc însă rezistența la încovoiere a grinzii din stânga încât $z\Sigma\Delta H=\Delta V_b l'$. Lui ΔV_b în corespunde o diferență ΔV_{col} la forțele tăietoare ale stâlpilor. Forța tăietoare orizontală suplimentară din nod $\Delta V_{jh}=\Sigma\Delta H-\Delta V_{col}$ rezultată din armătura activă a planșeului este transmisă în nod numai de beton, astfel că nu se formează forțe suplimentare de aderență. Conform fig. 4.53,*c* ΔV_{jh} poate fi transmisă în nod, fără o armare transversală suplimentară a acestuia, numai printr-o diagonală comprimată de beton. Acest mod de transmitere a forței conform fig. 4.73 apare datorită faptului că forțele din plăcile celor două grinzi pot să se echilibreze numai prin intermediul nodului.

Elementele de încercare similare cu cel prezentat în fig. 4.48,*d*, dar cu un planșeu monolitizat, au prezentat la creșterea rotației creșterea menționată a lățimii active în zona activă până la întreaga lățime a planșeului [S5, S6].

b) Noduri cu dimensiuni neobișnuite

Dacă nodurile se învecinează cu elemente structurale cu dimensiuni foarte diferite între ele, devin necesare unele considerații suplimentare, deoarece în capitolele anterioare au fost discutate numai cadrele uniforme. Studii experimentale au fost efectuate pe elemente de încercare corespunzătoare.

În cazul sistemelor structurale în cadre cu un număr redus de niveluri și deschideri mari, înălțimea secțiunii stâlpului poate fi simțitor mai mică decât înălțimea grinzii (fig. 4.74,*a*). În cazul acestei geometrii este aproape imposibil să alcătuim stâlpii mai groși decât grinzile. Sub eforturi seismice se pot forma articulații plastice în stâlpi, adesea fără inversare de moment în grinzi. Acest tip de sisteme structurale în care predomină încărcările gravitaționale este analizat în o capitolul 4.8.

Când întâlnim, pe de altă parte, grinzi joase adiacente la stâlpi cu secțiuni mai mari (fig. 4.74,*b*), zona nodului devine în anumite situații nesemnificativă, deoarece cedarea cu o suprafață plană de rupere este relativ simplu de evitat. Întrucât stâlpul este mult mai gros decât grinda, se manifestă efectul de consolă, menționat anterior de mai

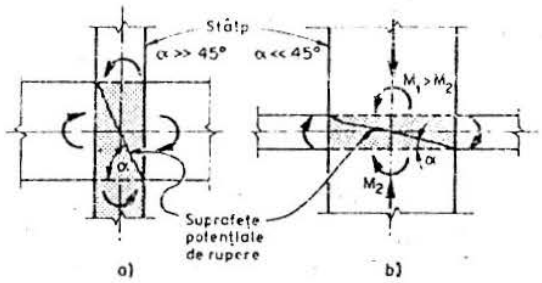


Fig. 4.74. Nod cu dimensiuni neobișnuite.

multe ori, și sensul de rotire al momentelor în stâlpii deasupra și dedesubtul grinzii este același. Lungimea disponibilă de ancorare pentru armătura grinzii care străbate stâlpul este relativ mare. Pentru transmiterea eforturilor unitare de forfecare de la barele superioare la cele inferioare de armătură ale grinzii poate fi aplicat un model similar cu cel din cazul îmbinărilor de bare sau conceptul de grindă cu zăbrele cu câmp oblic de compresiune (v. fig. 4.55) [C3]. În ipoteza unei înclinații adecvate a direcțiilor de compresiune pot fi determinate forțele orizontale și verticale necesare pe cele patru fețe ale nodului, care urmează a fi realizate prin armarea interioară a nodului sau prin forțe exterioare de compresiune. Acest procedeu este explicat mai amănunțit cu ajutorul fig. 4.75.

În fig. 4.75,*a* este reprezentată armarea tipică a nodului. Armătura verticală a stâlpului a fost calculată numai pentru încovoiere cu forță axială. După cum s-a explicat, armătura stâlpului acționează în calitate de armătură transversală a nodului, cu excepția barelor din poziția exterioară limită. fig. 4.75,*b* prezintă modelul inițial

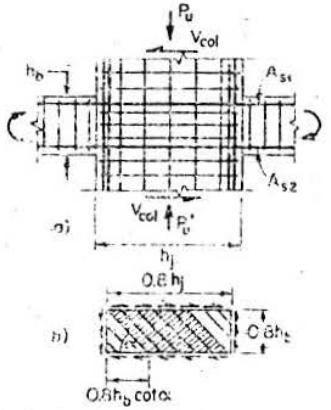


Fig. 4.75. Nod de cadre în situația cu grindă joasă și înălțime mare a secțiunii stâlpului.

nodului cu forțele de forfecare transmise din momentele grinzilor și forțele tăietoare ale stâlpilor. Se consideră că miezul nodului are dimensiunile de $0{,}8h_b$ și $0{,}8h_j$. Forța tăietoare orizontală a nodului V_{jh} se determină conform subcapitolului 4.7.4,*c*, ecuația (4.104).

Pentru a obține un câmp de compresiune cu înclinația α, este necesară armătoarea forță de compresiune verticală:

$$N = \operatorname{tg}\alpha V_{jh} \tag{4.128}$$

Această forță verticală se compune din forța axială din stâlp și forța de întindere din armătura verticală:

$$N = 0{,}8P_u + A_{jv}f_{yv} \tag{4.129}$$

Astfel:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{0{,}8\,P_u + A_{jh} f_{yw}}{V_{jh}} \tag{4.130}$$

Conform modelului din fig. 4.75,*b*, pentru a permite transmiterea forfecării prin zona haşurată a nodului, nu este necesară o armare orizontală . Pentru ca direcţiile de compresiune să nu poată acţiona în zona haşurată, armătura orizontală devine totuşi necesară. Pentru aceasta, se poate considera în mod acoperitor (transmitere constantă a forfecării) că:

$$V_{sh} = 0{,}8 h_b \operatorname{cotg}\alpha \frac{V_{jh}}{0{,}8 h_j} \tag{4.131}$$

Din acest motiv, conform ecuaţiei (4.116) vom avea:

$$A_{jh} = \frac{V_{sh}}{f_{yh}} = \frac{h_b}{h_c f_{yh} \operatorname{tg}\alpha} V_{jh} \tag{4.132}$$

unde tg α va fi determinată conform ecuaţiei (4.130).

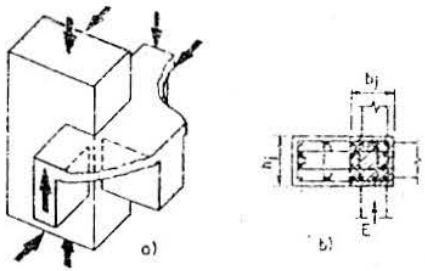
O altă posibilitate este şi cea de a aplica ecuaţia (4.116) împreună cu ecuaţiile (4.97) şi (4.98) din subcapitolul 4.7.4,e.4.

În cazul unor dimensiuni cu totul neobişnuite ale nodurilor, se va analiza dacă principiile prezentate anterior mai sunt valabile.

Procedeul prezentat poate fi aplicat şi în cazul proporţiilor de nod prezentate în fig. 4.74,*a*. În acest caz se inversează pur şi simplu stâlpul cu grinda. În locul armăturii verticale a stâlpului, între straturile de armătură exterioare se prevăd etrieri orizontali conform fig. 4.75,*a*, la care se adaugă influenţa pozitivă a forţei axiale a stâlpului.

c) Noduri excentrice

Nodurile excentrice generează un efort de torsiune în nod şi stâlp, deoarece forţele de compresiune din încovoiere şi cele de întindere din grinzi, cât şi forţa nefavorabilă axială din grindă, acţionează excentric. Chiar dacă acest efect nu este neapărat hotărâtor, el trebuie luat în consideraţie (nu trebuie neglijat). În continuare este prezentat un procedeu simplu de proiectare, în care se consideră un "nod suplimentar"



mai îngust amplasat centrat în planul grinzii, care transmite forţele tăietoare din nod generate de acţiunea orizontală asupra cadrului.

Fig. 4.76 prezintă un stâlp de faţadă, cu o lăţime relativ mare, de care este legată excentric o grindă continuă de faţadă. Întrucât forţele excentrice generează momente încovoietoare în ambele grinzi de faţadă, apar momente de torsiune care acţionează asupra stâlpului şi, în special, asupra nodului. În loc de a prelua acest moment de torsiune prin armarea nodului, vom defini un nod echivalent astfel încât forţele tăietoare din nod să poată fi transmise cu o torsiune neglijabilă. Lăţimea utilă a nodului b_j a fost definită în fig. 4.63. Ea conduce la delimitarea zonei haşurate din fig. 4.76,*b*, în interiorul căreia trebuie să fie dispusă întreaga armătură transversală orizontală şi verticală. Pentru a asigura conlucrarea grinzii cu stâlpul, armarea necesară a stâlpului pentru preluarea momentelor încovoietoare din grindă va fi dispusă în limitele lăţimii b_j

d) Nodurile stâlpilor inelastici

Nodurile stâlpilor inelastici apar, cu excepţia bazei stâlpilor de la primul nivel, numai la ultimul nivel, unde capacitatea de rezistenţă la încovoiere a grinzilor depăşeşte de regulă pe cea a stâlpilor. După cum se va explica ulterior, în acest caz este posibilă formarea articulaţiilor plastice în stâlpi. Principiile prezentate pentru nodurile inelastice sunt valabile şi în acest caz, numai că vom înlocui stâlpii cu grinzile. Aspectul esenţial îl constituie ancorarea armăturii stâlpului. Conform fig. 4.77, în acest scop poate fi foarte avantajoasă prevederea unei prelungiri a stâlpului, în care barele de armătură să poată fi ancorate şi terminate cu bucle. Uneori, prevederea acestuia nu este posibilă. În aceste cazuri se pot utiliza plăci sudate de ancorare.

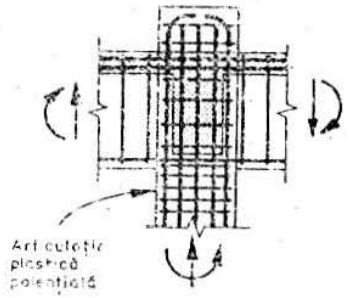


Fig. 4.77. Nod cu stâlpi inelastici.

Dacă în etajele inferioare este admisă formarea articulaţiilor plastice în stâlpii deasupra sau dedesubtul planşeului, deoarece nu există pericolul formării unui mecanism de etaj, se poate alege acelaşi procedeu ca în cazul nodurilor interioare inelastice, dar din nou cu înlocuirea stâlpilor cu grinzile. Alegerea diametrelor barelor de armare a stâlpilor se face conform ecuaţiei (4.122). Rezistenţa la forfecare a nodului se determină pe baza suprarezistenţei stâlpului. Acest tip de noduri este întâlnit în special la structurile în cadre solicitate predominant de încărcările gravitaţionale.

4.7.7. Alte posibilităţi de alcătuire a nodurilor

a) Ancorarea armăturii grinzii cu plăci de ancorare

Utilizarea plăcilor sudate de ancorare pentru îmbunătăţirea conlucrării diagonalelor comprimate conform fig. 4.78 şi 4.79 a fost concepută de Fenwick şi Irvine [F1]. În acest caz, forţele generate în barele de armătură în articulaţiile plastice din apropierea stâlpilor sunt transmise, în mare parte, direct prin compresiune în

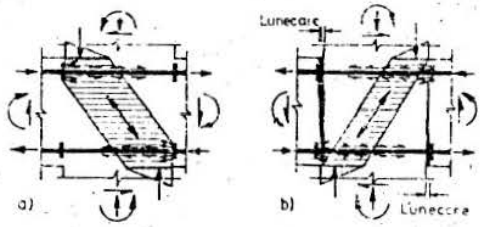


Fig. 4.78. Modelul transmiterii forţei la utilizarea plăcilor de ancorare:
a) înainte şi *b*) după deformarea plastică a armăturii între plăci.

betonul miezului nodului, prin intermediul plăcii de ancorare sudate, iar o mică parte a acestora, prin forţele de aderenţă, ca în cazul noduriler armate convenţional (v. subcapitolul 4.7.4,b). Pentru eforturile secţionale prezentate în fig. 4.78,*a*, atât forţa de compresiune cât şi cea de întindere corespunzătoare deformării plastice a armăturii grinzii pot fi transmise de către placă. De aici, în combinaţie cu forţa de compresiune din încovoiere a stâlpului, se formează o diagonală comprimată (haşurată în fig. 4.78). Eforturile unitare de aderenţă pot transmite o parte a forţelor din barele de armătură ale grinzilor, dar nu sunt de fapt necesare, deoarece întreaga forţă tăietoare orizontală a nodului poate fi transmisă prin diagonala comprimată, fără ajutorul unei armări orizontale transversale a nodului.

La acest transfer de forţe este important ca, în bara de armătură, să nu se producă o deformare plastică în zona dintre cele două plăci de ancorare, deoarece, în caz contrar, distanţa dintre ele ar creşte cu fiecare ciclu de efort (fig. 4.78,*b*). Ancorarea s-ar pierde, iar scurtarea produsă ar conduce la o scădere rapidă atât a rigidităţii cât şi a capacităţii de disipare a energiei [F1]. Din acest motiv, trebuie mărită aria secţiunii

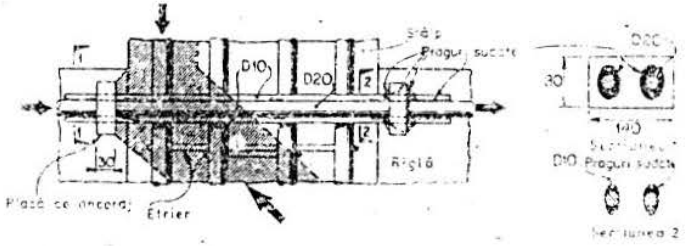


Fig. 4.79. Detalii ale armăturii de încovoiere cu plăci de ancorare sudate.

barelor de armătură dintre cele două plăci de ancorare, astfel încât să nu apară deformaţii plastice nici în afara limitelor nodului. Aceasta se poate asigura prin sudarea unor capete de bară conform fig. 4.79. Barele $D10$ (Φ =10 mm) arătate sunt continuate în afara plăcii de ancorare, în scopul prevenirii deformării plastice a cordonului se sudură.

Acest tip de noduri de cadre prezintă o excelentă comportare histeretică [F1]. Deformaţiile plastice sunt limitate în întregime la zonele din afara nodului. În nod sunt totuşi necesari etrierii orizontali, în principal pentru limitarea deschiderii fisurilor oblice. Procentul de armare transversală a nodului nu va fi mai mic decât cel necesar la capetele stâlpilor (v. 4.5.10). În pofida acestui fapt, secţiunea de armătură reprezintă numai o fracţiune din cea a noduriler armate convenţional. Întrucât între plăcile de ancorare nu este necesară asigurarea aderenţei, pentru armarea grinzilor se poate utiliza un număr mai mic de bare de grosime mai mare. Principalul avantaj al acestei soluţii constă în reducerea considerabilă a problemelor de execuţie a armăturii nodului prin dispariţia unui mare număr de etrieri orizontali. Acest avantaj este suprimat de necesitatea unei operaţii de sudură, care poate fi însă executată în atelier.

b) Armarea transversală diagonală a nodurilor

Prevederea unei armări transversale diagonale constituie o altă posibilitate pentru reducerea procentului de armare orizontală transversală în nod. O parte a armăturii de încovoiere a grinzii se îndoaie şi este amplasată diagonal în nod, cum prezintă fig. 4.80. Alcătuirea constructivă a cadrului în conceptul "grinzi slabe – stâlpi puternici" necesită totuşi o proiectare atentă. Pentru aceasta, vor fi respectate următoarele:

1. Secţiunea stâlpilor va prezenta o lăţime h_c mai mare decât grinda, pentru a nu fi necesară îndoirea armăturii la mai mult de 45°. Acest aspect este esenţial pentru a limita eforturile unitare exercitate asupra betonului de către armături pe partea interioară şi exterioară a îndoirii (la inversarea efortului). Razele de

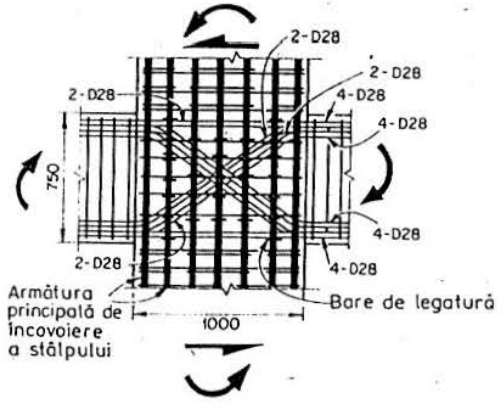


Fig. 4.80. Nod cu armătura grinzii îndoită diagonal

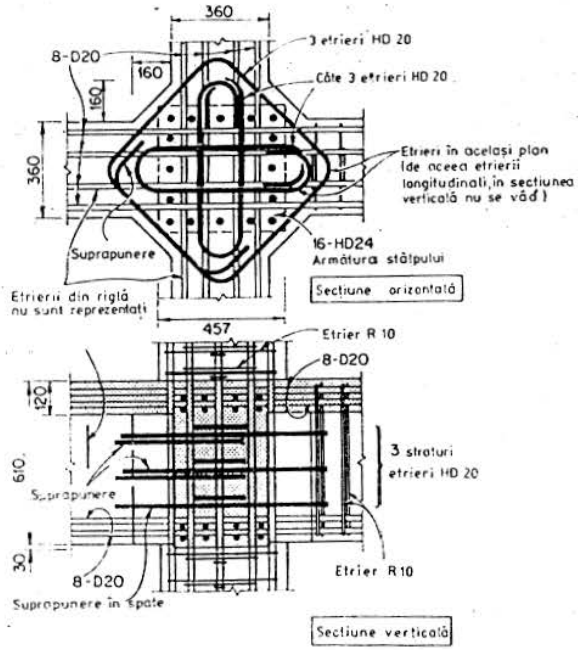
îndoire vor fi alese în mod corespunzător, pentru a asigura legarea betonului, prin barele orizontale de legătură, perpendicular pe planul cadrului.

2. Lățimea grinzii trebuie să fie suficient de mare pentru a permite încrucișarea, în zona axei stâlpului, a barelor de armătură diagonale în nod.

3. Această soluție se pretează, de fapt, numai la cadrele plane, în special pentru cadrele de fațadă, solicitate predominant de acțiuni seismice, care trebuie să preia cea mai mare parte a forțelor orizontale și care prezintă, din acest motiv, deschideri relativ mici între stâlpi.

Schema din fig. 4.80 arată că sub eforturile seismice barele de armătură ale grinzii, îndoite oblic spre nod, nu dezvoltă forțe de aderență, deoarece sunt supuse pe toată lungimea lor unei forțe uniforme de întindere sau compresiune, eventual până la deformarea plastică. Barele de armătură îndoite nu provoacă forțe tăietoare orizontale în nod pentru transmiterea forțelor armăturii de la o grindă la alta.

În exemplul din fig. 4.80, două din cele opt bare de armare ale grinzii străbat rectiliniu nodul. Dacă aceste bare reprezintă aproximativ 25 % din cantitatea de



Observație: Etrierii din nod rămân elastici și, din acest motiv, în loc de a fi petrecuți pot fi sudați pentru a ameliora condițiile de spațiu.

Fig. 4.81. Armarea unui nod cu supralățirea grinzii.

armătură de încovoiere, forța de aderență introdusă în nod este de același ordin de mărime cu forța tăietoare a stâlpului. Din acest motiv, miezul nodului este solicitat numai la o forță tăietoare mică.

Soluția prezentată permite să menținem, ca și în cazul plăcilor sudate de ancorare, prezentate în figurile 4.79 și 4.79, procentul de armare transversală a nodului la același ordin de mărime cu cel din stâlp. Întrucât deformarea plastică a barelelor diagonale nu conduce la o scurtare în interiorul nodului, nu mai sunt necesare nici limitări în privința diametrelor (v. subcapitolul 4.7.4,h), ceea ce permite utilizarea unui număr redus de bare de armătură. Forțele diagonale din nod acționează mai ales asupra armăturilor, ceea ce asigură o comportare ductilă a nodului.

c) Supralățirea grinzilor

Prin supralățirea grinzilor în dreptul stâlpului conform fig. 4.81, la cadrele spațiale se evită problemele de spațiu în zona nodului și utilizarea, pentru armarea nodului, a unor bare de diametru relativ mare, care pot fi amplasate parțial în afara nodului propriu-zis. Aceste condiții mai favorabile de spațiu ușurează mult atât lucrările de armare cât și turnarea și vibrarea betonului. Din detaliile tipice, prezentate în fig. 4.81 se observă că etrierii și barele de legătură din stâlp nu sunt continuate în nod, deoarece etrierul exterior de diametru mare asigură o legătură suficientă.

Prin alegerea adecvată a lățimii grinzii, secțiunea critică a grinzii (zona articulației plastice) poate fi menținută la distanță de stâlp. Cu aceasta crește și lungimea disponibilă de ancorare a armăturii grinzii. În consecință, se pot utiliza, conform subcapitolului 4.7.4,g, diametre mai mari. Astfel, în exemplul din fig. 4.81, în locul lățimii secțiunii stâlpului $h_c=h_j=460$ mm, în ecuația (4.119) se poate utiliza, pentru determinarea diametrului maxim al barei, dimensiunea $h = 360 + 2 \times 160 = 680$ mm.

4.7.8. Nodurile exterioare

a) Eforturi secționale și forțe interioare

Întrucât, în cazul nodurilor exterioare, numai o grindă din interiorul cădirii se intersectează cu stâlpul (v. fig. 4.82), forța tăietoare în nod este mai mică decât la nodurile interioare.

Rezultantele eforturilor unitare care acționează asupra nodului sunt reprezentate în fig. 4.83. Prin analogie cu ecuația (4.86) pentru forța tăietoare orizontală din nod, rezultă:

$$V_{jh} = T - V_{col} \tag{4.133}$$

unde, pentru T, se înlocuiește fie $f_s A_s$, fie $\lambda_o f_y A_s$, în funcție de cazul în care stâlpul se intersectează cu o grindă elastică sau cu una în care se formează o articulație plastică.

Echilibrul momentelor în jurul punctului C din fig. 4.82 conduce la o forță tăietoare medie a stâlpului

$$V_{col} = \frac{2M_b + h_c V_b}{l_c + l'_c} \tag{4.134}$$

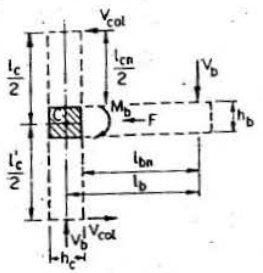


Fig. 4.82. Eforturi secționale la un nod exterior.

Momentul grinzii la fața stâlpului M_b depinde aici de forța de întindere T în armătura grinzii, determinată în continuare.

Pentru echilibru, forța tăietoare verticală din nod este, conform fig. 4.46,*a*, egală cu:

$$V_{jh} = T'' + C'_c + C'_s = T' + C''_c + C''_s - V_b \qquad (4.135)$$

Aici, forțele C'_{ss} și C''_{ss}, care acționează pe axa stâlpului, sunt neglijate. Forța tăietoare verticală din nod poate fi determinată conform ecuației (4.87).

În fig. 4.47 sunt prezentate diferite tipuri de noduri exterioare, dar în continuare va fi discutat numai tipul prezentat în fig. 4.47,*d*. În subcapitolul 4.7.5 s-a subliniat că, în general, nu se poate conta pe o creștere a efortului capabil al nodului ca urmare a efectului de confinare realizat de grindă dacă aceasta este deformată plastic (v. fig. 4.47,*e* și *f*).

Transmiterea forțelor tăietoare în miezul nodurilor exterioare este reprezentată prin modele similare cu cele utilizate în cazul nodurilor interioare, adică cu o diagonală comprimată de beton, respectiv cu o grindă cu zăbrele multiple. Diferențe apar totuși la ancorarea armăturii grinzii.

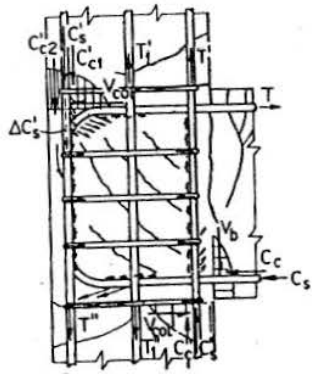


Fig. 4.83. Transmiterea rezultantelor eforturilor în nod.

Armătura superioară și inferioară a grinzii va fi îndoită cât mai aproape posibil de fața exterioară a stâlpului spre nod (v. fig. 4.83), cu excepția cazului în care stâlpul este excesiv de lat în planul cadrului, adică atunci când dimensiunile stâlpului se apropie de cele ale unui perete structural. Atunci când forțele aplicate sunt ca cele din fig. 4.46,*a*, există diferite posibilități de transmitere în interiorul nodului. Pentru aceasta, sunt necesare considerarea și analizarea mai amănunțită ale celor trei tipuri de rezultante de eforturi unitare (forțe interioare), și anume, cele corespunzătoare armăturii stâlpului, cele ale armăturii de încovoiere a grinzii și cele ale forțelor de compresiune din beton. Transmiterea forțelor este dependentă, în mod firesc, de eforturile de aderență care depind, la rândul lor, de tipul nodului – elastic sau inelastic.

1. Forțe din armătura verticală a stâlpului. Aceste forțe sunt transmise la nod prin eforturile unitare de aderență. fig. 4.83 arată că forțele de aderență ale barelor exterioare ale stâlpilor trebuie transmise în interiorul nodului, deoarece stratul de acoperire cu beton se desprinde după câteva cicluri de efort și nu mai este capabil de a prelua forțe. Condițiile pentru aceste bare sunt asemănătoare cu cele din fig. 4.59, cu deosebirea că betonul din stratul de acoperire nu beneficiază de o confinare.

Dacă procentul de armare transversală orizontală a nodului este insuficient, în interiorul lui se poate produce o deformare plastică prematură. Ca urmare a acestui fapt, miezul nodului se deformează mai mult decât capetele stâlpilor învecinați, ceea ce conduce la fisuri longitudinale în dreptul barelor verticale ale stâlpului, deasupra și dedesubtul nodului, și, în anumite condiții, la desprinderea completă a stratului de acoperire cu beton [U1, U4]. În fig. 4.84 acest efect este ilustrat prin exemple din încercări. Prin desprinderea stratului de acoperire de beton rezistența la încovoiere a stâlpului este redusă și mai mult în această zonă [S1, P1, P41, M11, R3].

Ancorarea armăturii verticale a stâlpului, în cazul nodurilor exterioare, se produce în mod similar cu ancorarea armăturii grinzilor în nodurile interioare, conform subcapitolului 4.7.4,g. Întrucât în mod normal formarea articulațiilor plastice trebuie evitată la stâlpi, întreaga forță de aderență $C'_s + T''$, conform fig. 4.83 corespunzătoare

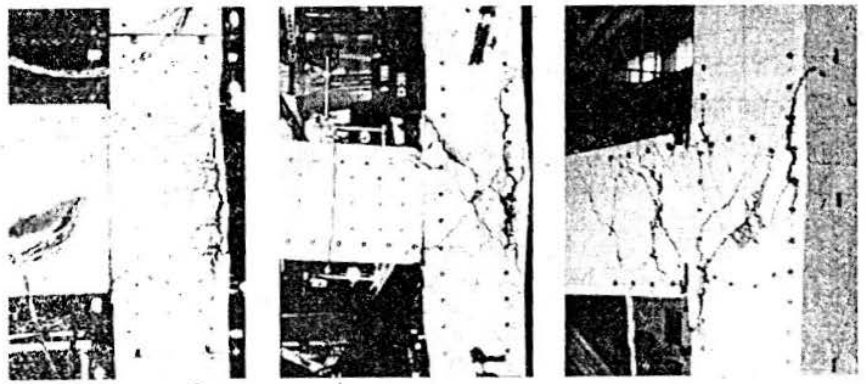


Fig. 4.84. Scăderea aderenței la armătura exterioară a stâlpilor în dreptul nodului.

unei comportări elastice a armăturilor, poate fi transmisă. Eforturile unitare de aderență relativ mari, considerate distribuite uniform pe înălțimea nodului, sunt posibile. Și în cazul barelor de armătură de pe partea interioară a stâlpilor sunt valabile ipoteze similare.

Diferența forțelor $T_1' - T_1''$ în barele intermediare ale stâlpilor (fig.4.83) este mică și eforturile unitare de aderență pot fi neglijate.

2.Forțe din armătura grinzii. Forța de întindere a armăturii superioare a grinzii T (v. fig. 4.83) este transmisă în betonul înconjurător prin eforturile unitare de aderență și prin cele dezvoltate în zona de îndoire. Lungimea de ancorare l_{dh} a unor astfel de bare (v. subcapitolul 3.4.5) se măsoară, de obicei, dinspre interiorul stâlpului sau de la miezul nodului [A1, X3]. Acest mod de măsurare este suficient însă numai în cazul nodurilor elastice, la care nu se așteaptă apariția deformațiilor plastice la fața interioară a stâlpului. Dacă însă în grindă se formează, în dreptul feței stâlpului, o articulație plastică, barele de armătură vor fi solicitate până în domeniul de consolidare și, după cum s-a arătat în subcapitolul 4.7.2,b, avansarea deformării plastice în nod este inevitabilă. După un număr mic de eforturi ciclice, ancorarea barelor este posibilă aproape numai prin efectul îndoirii. În cazul nodurilor interioare, deteriorarea aderenței generează o scădere mare a rigidității și reducerea capacității de disipare a energiei. La nodurile exterioare, însă, deteriorarea aderenței în cazul barelor drepte conduce la o cedare completă a nodului. Din această cauză, armătura grinzii, care s-ar putea deforma plastic în cazul unui cutremur, trebuie ancorată perfect prin îndoire, cu ajutorul unor cârlige sau prin alte mijloace sigure [P1].

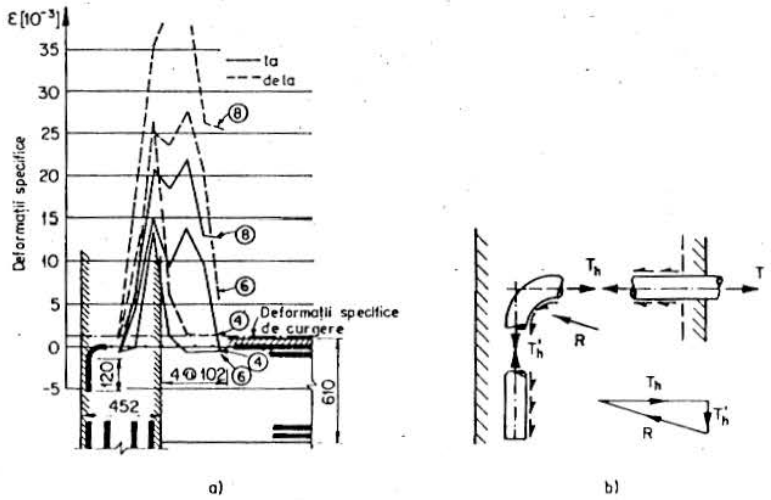


Fig. 4.85. Propagarea deformării plastice de-a lungul armăturii superioare a grinzii unui nod exterior *a*) și forțele în zona de îndoire de la capătul unei bare de armătură *b*).

Propagarea deformațiilor plastice de-a lungul armăturii grinzii și dezvoltarea eforturilor unitare corespunzătoare de deformare plastică a putut fi observată la încercări până la îndoiri de aproape la 90°. fig. 4.85,*a* prezintă distribuția deformațiilor specifice în funcție de ductilitatea de deplasare impusă μ_δ (cifrele din cercuri). Chiar pentru momente încovoietoare care acționează de jos în sus, la care acestă armătură cu bare de 20 mm diametru trebuie să preia forțele de compresiune din încovoiere, se mai pot observa alungiri spectaculoase din întindere inelastică.

Presupunând că betonul este confinat, îndoirea obișnuită de aproximativ 90° la capăt este de regulă suficientă pentru a evita smulgerea barei de armătură. Forțele de pe diferitele părți ale unei asemenea bare sunt reprezentate în fig. 4.85,*b*. Se poate considera că după câteva cicluri de efort, forța maximă de întindere de la marginile stâlpului $T=\lambda_o f_y A_b$ scade până la începutul cârligului la $T_h=f_y A_b$. Eforturile unitare de aderență de pe partea verticală a barei, după locul de îndoire, dezvoltă forța T_h'. Unele norme [A1, X3] cer pe porțiune dreaptă de bară o lungime $12d_b$. Lungimea suplimentară prevăzută uneori nu ameliorează simțitor ancorarea barei. După cum arată fig. 4.85,*b*, în betonul miezului nodului este descărcată, prin eforturile unitare din zona de îndoire și prin aderență, o forță R. Datorită faptului că $T_h' << T_h$, forța R va avea un unghi de înclinație mult mai mic decât diagonala nodului.

Forțele de compresiune în armătura inferioară a grinzii din fig. 4.83 sunt transmise în special prin eforturile unitare de aderență din partea neîndoită în beton. Eforturile de compresiune din partea posterioară a îndoiturii se pot forma numai atunci când un număr suficient de mare de etrieri orizontali cuprind această parte a armăturii verticale. Eforturile unitare de compresiune pe stratul de acoperire cu beton de pe partea exterioară a stâlpului au ca efect faptul că accelerează numai desprinderea acestuia.

3. Forțe de compresiune în beton. Fig. 4.83 prezintă și forțele de compresiune a betonului care acționează pe fețele laterale asupra miezului nodului. Aici, ca și în cazul nodurilor interioare, mărimea forței de compresiune a betonului C_c depinde de raportul dintre ariile de armătură superioară și inferioară A_s'/A_s și de mărimea deformărilor din întindere cumulate în ciclurile anterioare de efort în armătura inferioară.

Forța de compresiune a betonului C_c' din stâlpul de deasupra nodului (fig. 4.46,*a*) este împărțită în două componente (fig. 4.83). C_{c1}' este partea care acționează direct asupra miezului nodului, iar C_{c2}' este acea parte care acționează asupra stratului de acoperire cu beton. Această parte trebuie transmisă în beton pe o porțiune a înălțimii nodului, ceea ce generează eforturi transversale de întindere în stratul de acoperire cu beton. Aceasta contribuie, împreună cu eforturile de aderență ale barelor verticale și cu deformațiile miezului nodului generate de eforturile din armătura transversală orizontală, la desprinderea stratului de acoperire cu beton (fig. 4.84). După desprindere mai există disponibilă numai forța C_{c1}', mărită în mod corespunzător.

Forțele tăietoare ale stâlpilor și grinzilor sunt transmise, în principal, în zonele de compresiune din încovoiere ale celor două elemente structurale și sunt în echilibru direct cu forțele corespunzătoare de compresiune a betonului și de aderență.

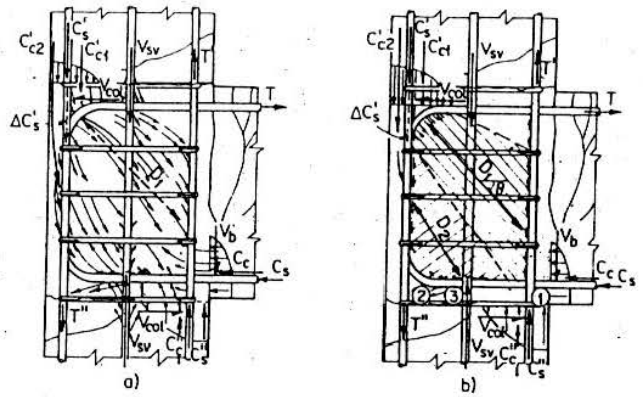


Fig. 4.86. Traiectoriile eforturilor de compresiune şi transmiterea idealizată a eforturilor unitare în nodul exterior.

4. Modelarea rezistenţei la forfecare. Atunci când în grindă se dezvoltă suprarezistenţa în articulaţia plastică din apropierea stâlpului şi atâta timp cât eforturile de forfecare ale nodului, definite conform ecuaţiei (4.107), iau valori importante, în nod se vor forma fisuri oblice pe ambele direcţii (v. fig. 4.84 stânga). În acest caz, betonul poate contribui la transmiterea forfecării numai prin rezistenţa sa la compresiune. Aici se suprapun, ca şi în cazul nodurilor interioare, modelul diagonalelor comprimate şi modelul de grindă cu zăbrele cu diagonale comprimate din beton şi elemente întinse formate de armătura transversală orizontală şi verticală a nodului. Fig. 4.86,*a* prezintă traiectoriile eforturilor principale de compresiune [C10], care pot fi idealizate în model conform fig. 4 86,*b*, ca direcţii oblice de compresiune.

Un prim câmp de compresiune poate fi înlocuit printr-o diagonală comprimată cu forţa D_1. Ea se reazemă pe îndoitura armăturii superioare a grinzii. Componenta orizontală a lui D_1 este forţa de întindere T_h (v. fig. 4.85,*b* şi 4.86,*b*), micşorată cu forţa tăietoare a stâlpului V_{col}. Aceste forţe sunt reprezentate în poligonul de forţe din fig. 4.87,*a*, sus. Componenta verticală a lui D_1 constă din: o parte a forţei de compresiune în betonul stâlpului C'_{c1}, o parte a forţei de compresiune din armătura stâlpului $\Delta C'_s$, care este transmisă prin efortul unitar de aderenţă în zona de îndoire a armăturilor grinzii, şi din forţa de compresiune V_{sv} de ancorare a barelor intermediare ale stâlpului, care joacă rolul de armătură transversală verticală (v. fig. 4.86,*b*).

În partea de jos a diagonalei comprimate cu forţa D_1, echilibrul este asigurat de forţele de aderenţă ale armăturii interioare a stâlpului, generate de forţa de întindere T', de forţa de compresiune C''_s precum şi de către o parte a forţei de compresiune în betonul stâlpului, şi de forţa tăietoare a grinzii V_b (fig. 4.86,*b*). Componenta orizontală a forţei D_1 este în echilibru cu o parte a forţei de compresiune a betonului grinzii C_{c1}, micşorată cu forţa tăietoare a grinzii V_{col}, şi cu forţa orizontală V_{sh}, care trebuie preluată prin etrierii orizontali (fig. 4.86,*b*). Toate aceste forţe sunt arătate în poligonul forţelor din fig. 4.87.

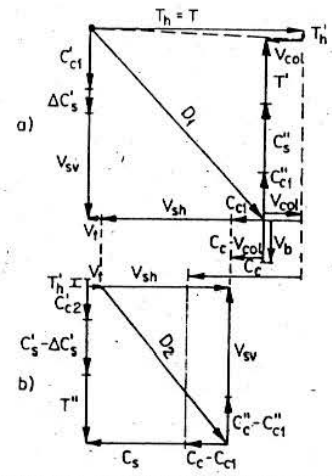


Fig. 4.87. Poligonul forţelor în nodurile exterioare.

Este posibil ca dedesubtul miezului propriu-zis al nodului, etrierii aşezaţi în apropierea armăturii inferioare a grinzii (zona *1* în fig. 4.86,*b*) să contribuie de asemenea la forţa orizontală (V_t în fig. 4.87,*a*). Aceasta se poate întâmpla numai atunci când o parte a forţelor de aderenţă a armăturii inferioare a grinzii este transferată în zona *2* din fig. 4.86,*b* de către aceşti etrieri.

Forţele de mai sus formează deci poligonul de forţe din fig. 4.87,*a*. Înclinarea direcţiei diagonalei comprimate se modifică în funcţie de geometria nodului şi mărimile forţelor.

Transmiterea forţei de compresiune D_1 la grindă trebuie asigurată cu etrieri orizontali. Pentru a putea prelua forţele de întindere corespunzătoare de pe partea exterioară a nodului, trebuie construit, conform fig. 4.86,*b*, un al doilea câmp de compresiune, înlocuit printr-o bielă comprimată cu forţa D_2. Forţele orizontale participante sunt reprezentate în poligonul de forţe din fig. 4.87,*b*.

La capătul inferior al bielei comprimate, echilibrul este asigurat de forţa de compresiune C_s transmisă de la armătura inferioară prin aderenţă şi restul forţei de compresiune a betonului grinzii C_c-C_{c1}. Componenta verticală a forţei de compresiune D_2 de la capătul superior al bielei comprimate este în echilibru cu forţele de aderenţă ale armăturii exterioare a stâlpului T'', C'_s-$\Delta C'_s$ şi partea forţei de compresiune a betonului stâlpului C'_{c2}, care pătrunde în nod prin stratul de acoperire cu beton. Partea cea mai importantă a componentei verticale de la capătul inferior al acestei biele provine din forţa din armătura mijlocie a stâlpului V_{sv} din zona *3* din fig. 4.86,*b*.

În fig. 4.87 sunt luate în consideraţie toate forţele introduse în miezul nodului exterior. Mărimile lor relative, în special cea a forţelor D_1 şi D_2, depind, cum s-a stabilit anterior, de geometria nodului, definită de obicei de raportul laturilor h_b/h_c. Ele sunt influenţate în continuare de forţele introduse care, la rândul lor, depind de formarea şi de modul de dezvoltare a articulaţiilor plastice în grinzi.

5.Influența forței axiale de compresiune din stâlpi. Influența unei forțe axiale mărite din stâlp asupra înclinării direcției de compresiune cu forța D_1 din nod este reprezentată în fig. 4.88. O comparație cu fig. 4.86 arată că înclinarea bielei comprimate devine mai mare și nu se mai sprijină atât de evident pe partea inferioară a grinzii, cum se întâmplă în situația prezentată în fig. 4.86,*b*. Din această cauză va fi necesar un număr mai mic de etrieri orizontali. Întrucât toți ceilalți factori rămân nemodificați, rezultă un procent mai mic de armare orizontală a nodului. De asemenea, scade și forța necesară în barele verticale intermediare ale nodului V_{sh} din fig. 4.88. În continuare este probabil ca etrierii stâlpului, aflați în afara nodului, în fig. 4.88 în interiorul zonei *1*, să contribuie mai mult la transmiterea lui D_1, în timp ce în *2* preiau forțele de aderență de la armătura inferioară, comprimată, a grinzii.

Pentru o înclinație α impusă a bielei comprimate D_1, numărul și diametrul etrierilor orizontali depind în primul rând de raportul laturilor nodului. Dacă, în comparație cu raportul din fig. 4.86, am mări mult înălțimea secțiunii stâlpului, în jumătatea inferioară a nodului ar fi necesari mai puțini etrieri, iar etrierii aflați dedesubtul nodului propriu-zis ar putea avea în zona *1* o contribuție mai mare. Într-un astfel de nod procentul necesar de armare transversală orizontală, redus deja, nu ar mai putea fi micșorat datorită creșterii forței axiale de compresiune. Dimpotrivă, la o lățime mai mică a stâlpului, forța axială de compresiune reduce mult necesarul de armătură orizontală. Influența forței axiale a stâlpului asupra rezistenței la forfecare a nodurilor exterioare depinde de raportul laturilor acestuia, dar este mai mică decât în cazul nodurilor interioare.

La calculul nodurilor exterioare vor fi luate în considerație două situații. Atunci când armătura superioară a grinzii este întinsă, forța tăietoare din nod este de obicei cea mai mare. În același timp acționează în stâlp forța axială de compresiune indusă de cutremur, care are un efect pozitiv asupra procentului necesar de armare transversală a nodului. Dacă, dimpotrivă, este întinsă armătura inferioară a grinzii, forța tăietoare a nodului este mai mică deoarece A'_s/A_s, dar, în același timp, apare în stâlp o forță axială

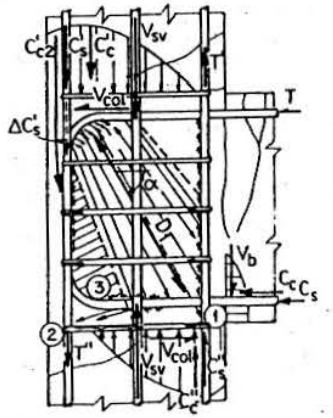


Fig. 4.88. Influența forței axiale de compresiune a stâlpului asupra forțelor interioare ale nodului.

de întindere indusă de cutremur, care reduce sau chiar depășește forța axială de compresiune din încărcările gravitaționale. În cazul extrem, rezultă de aici o forță de întindere mare în stâlp. Din acest motiv, acest caz de solicitare poate conduce în anumite situații la necesitatea unei armări mai puternice a nodului.

b) Ancorarea armăturii grinzii

În subcapitolul 4.7.8,a.2 au fost discutate principalele mărimi care influențează ancorarea armăturii grinzii în nodurile exterioare. S-a arătat că pentru ancorarea armăturii grinzii este necesară îndoirea acesteia la capăt, datorită propagării deformației plastice în nod și diminuării, în consecință, a aderenței. Poziția acestei îndoiri este importantă. Din acest motiv, la alcătuirea constructivă a nodului exterior vor fi luate în considerație următoarele:

1. Dacă se așteaptă formarea articulației plastice în apropierea sau în dreptul feței stâlpului, lungimea utilă de ancorare va fi calculată de cel puțin 10 diametre ale barei d_b, măsurate de la fața stâlpului, dar mai sigur de la mijlocul stâlpului. Această condiție este reprezentată în fig. 4.89,*a*.
2. Lungimea de ancorare a barelor îndoite l_{dh} dincolo de punctul definit mai sus va fi aleasă conform normelor [A1, X3]. Dacă în stâlpii mai zvelți nu este spațiu suficient pentru ancorare, există următoarele posibilități:
   - se utilizează diametre mai mici ale barelor de armare a grinzilor;
   - se pot prevedea plăci de ancorare sudate pe grupuri mai mari de armături [P1];
   - porțiunea dreaptă înainte de îndoitură poate fi redusă, cu condiția ca betonul comprimat din interiorul îndoiturii să fie asigurat împotriva despicării premature. Aceasta se poate asigura prin prevederea unor capete mai scurte de armătură pe partea interioară a îndoiturii (v. fig. 4.86,*b*).
3. Prelungirea porțiunii drepte peste $12d$ nu va fi considerată ca o ancorare suplimentară (v. subcapitolul 4.7.8,a), [W3].

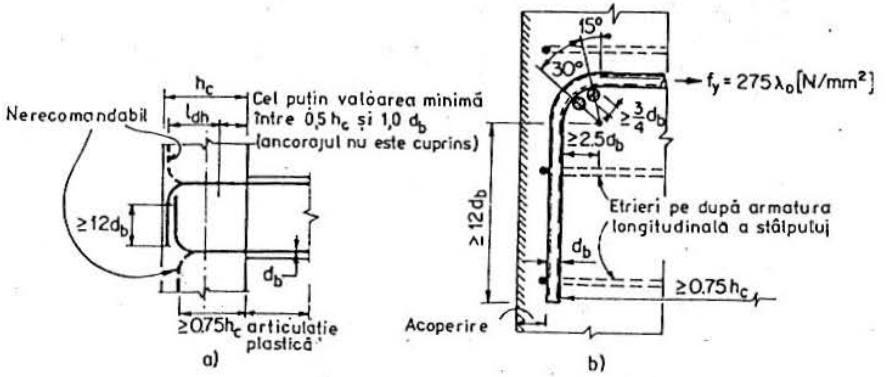


Fig. 4.89. Ancorarea armăturii grinzii în nodurile exterioare.

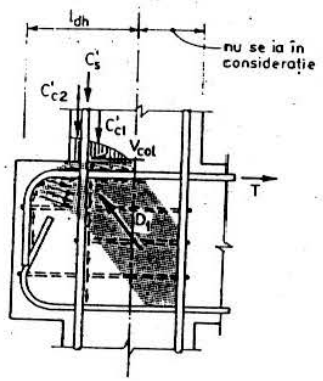


Fig. 4.90. Ancorarea armăturii într-un capăt de grindă.

4. Pentru a asigura formarea bielelor comprimate reprezentate în figurile 4.86 și 4.88, este necesar ca barele să fie îndoite spre interiorul miezului nodului. Îndoirea spre exteriorul nodului, ca în fig. 4.89,*a*, este contraindicată în cazul solicitării seismice [W3, K3, P1].

5. Întrucât, conform fig. 4.86, înclinarea diagonalelor bielelor comprimate are, împreună cu forța D_1, o influență hotărâtoare asuprea transmiterii forțelor tăietoare în nod, este important să se amplaseze locul de îndoire cât mai aproape de fața exterioară a stâlpului [K3]. Latura interioară a capătului îndoit va fi menținută la o distanță de cel puțin $0{,}75h_c$ de fața interioară a stâlpului (v. fig. 4.89,*a* și *b*).

6. Ori de câte ori condițiile arhitectonice o vor permite, în special atunci când legătura se face între stâlpi cu lățime mare și grinzi suficient de înalte, este deosebit de avantajoasă prelungirea grinzii către fața exterioară a stâlpului în vederea asigurării ancorajului armăturilor (fig. 4.51 și 4.90). Compararea detaliului de ancorare din fig.4.90 cu cel din fig. 4.86, în care lipsește capătul de grindă, relevă o ameliorare considerabilă a condițiilor de aderență pentru barele exterioare ale stâlpilor. Rezultă, de asemenea, condiții mult mai bune de rezemare a diagonalelor comprimate cu forța D_1. După cum arată fig. 4.90, unii etrieri orizontali din nod sunt prevăzuți numai pentru limitarea fisurării capătului de grindă. Comportarea excepțională a acestei soluții a fost confirmată prin încercări [P1, M10, P40].

7. Pentru menținerea eforturilor de aderență la valori mici vor fi alese, de fiecare dată, diametrele corespunzătoare fiecărui caz. Întrucât la nodurile exterioare ancorarea se bazează pe îndoire, limitările diametrelor barelor prevăzute în 4.7.4,h nu mai trebuie respectate.

c) Nodurile exterioare elastice

Îmbunătățirea comportării nodurilor interioare, atunci când este posibilă evitarea deformării plastice a armăturii grinzii la marginea stâlpului, a fost analizată în subcapitolul 4.7.4,b. Considerații similare pot fi făcute și pentru nodurile exterioare.

O posibilitate de a asigura comportarea elastică a nodului constă în îndepărtarea zonei articulației plastice de stâlp (v. fig. 4.18 și 4.19). După cum arată fig. 4.91, barele de armătură sunt întrerupte în așa fel încât este complet exclusă atingerea efortului de curgere la marginea stâlpului, chiar dacă armătura din zona articulației a fost solicitată până în zona de consolidare. Marginea zonei articulației plastice trebuie să se găsească cel puțin la cea mai mică dintre cele două distanțe h_b sau la 500 mm de stâlp [X3]. Această recomandare a rezultat din încercări [P40, P16]. Pentru acest caz, lungimea de ancorare a armăturii de încovoiere l_{dh} pentru barele îndoite poate fi calculată de la marginea stâlpului (fig. 4.91).

Întrucât comportarea nodurilor exterioare elastice este, după cum s-a demonstrat în capitolul anterior, pe baza diferitelor modele de biele comprimate, asemănătoare cu cea a nodurilor inelastice, procentul necesar de armare transversală este simțitor mai mic decât în cazul nodurilor care se învecinează cu articulații plastice în grinzi. Un avantaj important constă în deformațiile mult reduse ale barelor ancorate în nod.

d) Calculul nodurilor exterioare la forfecare

Procedeul pentru calcularea nodurilor exterioare la forfecare este analog cu cel descris în subcapitolul 4.7.4 pentru nodurile interioare.

Contribuția V_{ch} a diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare a unui nod exterior inelastic poate fi determinată cu ajutorul ecuației (4.113), cu o siguranță suficientă, cu toate că există o contribuție ceva mai mare a diagonalelor de beton la rezistența la forfecare a nodului (conform figurilor 4.86 și 4.88). Pentru estimarea lui V_{ch} în cazul nodurilor exterioare elastice (v. fig. 4.91), se poate utiliza ecuația (4.101).

Dacă se utilizează ancorarea armăturilor prin prelungiri ale grinzilor conform fig. 4.90, se poate considera că nodul rămâne elastic, chiar și în cazul în care articulația plastică se află la marginea stâlpului. Aici, pentru estimarea lui V_{ch} pentru nodurile exterioare ale cadrelor plane, se poate utiliza ecuația (4.101). Pentru nodurile exterioare ale cadrelor spațiale prevăzute cu capete de grindă în consolă reprezentate în fig. 4.47,*b*, *c*, *e* și *f*, ecuația (4.101) se adaptează în felul următor:

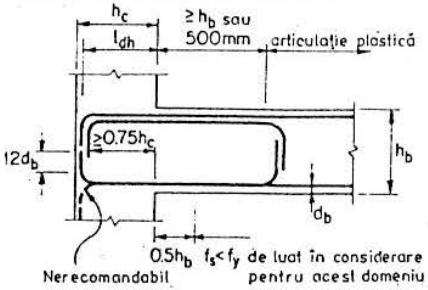


Fig. 4.91. Articulație plastică amplasată distanțat de stâlp.

$$V_{ch} = \frac{A'_s}{A_s}\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{C_j P_u}{A_g f'_c}\right)V_{jh} \qquad (4.136)$$

Coeficientul C_j se calculează cu ecuația (4.126). Dacă stâlpul este solicitat de o forță axială de întindere, care corespunde unei forțe de întindere de peste $0{,}2\,f'_c$ raportate la secțiunea brută de beton A_g, atunci se consideră V_{ch}=0. Pentru forțe de întindere între 0 și 0,2 f'_c, V_{ch} se interpolează linear între zero și valoarea din ecuația (4.136) pentru P_u=0.

Comportarea nodurilor exterioare ale cadrelor spațiale fără capete de grindă în consolă se ameliorează printr-o înclinare mai mare a diagonalelor comprimate de beton (α în fig. 4.88), respectiv prin creșterea raportului h_c/h_b și atunci când este prevăzut un grad mai mare de armare verticală a nodului decât cel necesar conform ecuației (4.117). Și în cazul unor astfel de noduri exterioare cu articulații plastice învecinate în grinzi, absența unui capăt de grindă în consolă, influența raportului h_c/h_b și mărirea gradului de armare verticală vor fi luate în considerație prin utilizarea ecuației (4.136), dar V_{ch} va fi înmulțit cu următorul coeficient F:

$$F = \frac{3h_c}{4h_b}\cdot\frac{A_{jv,vorh}}{A_{jv,erf}} \le 1{,}0 \qquad (4.137)$$

După determinarea lui V_{ch} conform indicațiilor de mai sus, armătura orizontală transversală pentru nodurile exterioare poate fi calculată cu ajutorul ecuației (4.98) și în sfârșit cu ecuația (4.116).

Armătura transversală verticală a nodurilor exterioare poate fi calculată cu ecuația (4.99), respectiv (4.102) cât și ecuația (4.100) și în sfârșit cu ecuația (4.117).

4.7.9. Exemple de calcul și încercări

a) Noduri exterioare inelastice

Pentru a facilita aplicarea principiilor prezentate în subcapitolul 4.7.8, vom calcula în cele ce urmează un nod exterior al unui cadru plan care a constituit o parte a unui element, încercat la rupere. Pentru simplificare, în fig. 4.92 sunt indicate numai detaliile zonei nodului împreună cu secțiunile critice ale stâlpului și grinzii.

Rezistențele caracteristice ale materialelor utilizate sunt: f'_c=22,5 N/mm^2 și f_y=275 N/mm^2. Forța axială de compresiune în stâlp este P_u=705 kN.

Suprarezistența la încovoiere a secțiunii critice a grinzii, conform fig. 4.92 este la A_s=2790 mm^2, λ_o=1,25 și $d - d'$ = 474 mm conform ecuației (4.49).

M_o = 455 kNm și, raportat la axa stâlpului, M_{oC} = (2210+0,5 × 460) 455/2210 = 502 kNm.

Conform fig. 4.92, V_{col} = 502/3,43 = 146 kN.

Forța tăietoare orizontală este, conform ecuației (4.133), egală cu:

$V_{jh} = T - V_{col} = 1{,}25 \cdot 275 \cdot 2790 \cdot 10^{-3} - 146 = 959 - 146 = 813$ kN.

Cu acestea, din ecuația (4.107) și (4.110) pentru efortul unitar de forfecare rezultă:

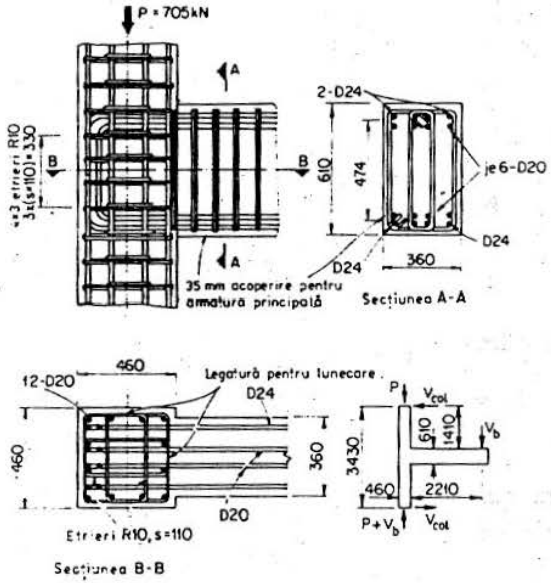


Fig. 4.92. Detaliile unui nod exterior.

$$v_{jh} = V_{jh}/(b_j h_j) = 813\,000/460^2 = 3{,}84 \text{ N/mm}^2$$

$$< 1{,}5\sqrt{f'_c} = 1{,}5\sqrt{22{,}5} = 7{,}12 \text{ N/mm}^2$$

Efortul unitar de forfecare în nod se află, deci, sub limita superioară, adică dimensiunile luate sunt satisfăcătoare.

Forța de forfecare din nod va fi estimată conform ecuației (4.87):

$$V_{jv} = V_{jh} h_b / h_j = 803 \cdot 610/460 = 1078 \text{ kN}$$

Cu o forță axială de compresiune minimă în stâlp egală cu P_u = 705 kN și în ipoteza că $A'_{sc} = A_{sc}$, din ecuația (4.102) rezultă că:

$$V_{cv} = V_{jv}\left(0{,}6 + \frac{P_u}{A_g f'_c}\right) = 1085\left(0{,}6 + \frac{705000}{460^2 \cdot 22{,}5}\right) = 1085 \cdot 0{,}75 = 814 \text{ kN}$$

Cu aceasta, din ecuația (4.100) rezultă : $V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} = 1085 - 814 = 271$ kN.

Gradul necesar de armare transversală verticală a nodului rezultă din ecuația (4.117):

- $A_{jv,erf} = V_{sv}/f_y = 271\,000 / 275 = 985$ mm^2
- $A_{jv,vorh}$ = (4D20) = 1256mm^2 > 985 mm^2

Determinarea armăturii orizontale transversale a nodului se face prin calcularea, în primul rând, a lui V_{ch} din ecuațiile (4.136) și (4.137), unde

$h_c/h_b = 460/610 = 0{,}754$ și

$A_{jv,erf}/A_{jv,vorh} = 1256/985 = 1{,}28$, astfel că

$F = 0{,}75 \cdot 0{,}754 \cdot 1{,}28 = 0{,}72$, și cu $C_j = 1{,}0$ vom avea

$$V_{ch} = F\frac{A_s'}{A_s}\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{C_j P_e}{A_g f_c'}\right)V_{jh}$$

$$= 0{,}72 \cdot 1{,}0 \cdot \left(0{,}5 + 1{,}25\frac{1{,}0 \cdot 705000}{460^2 \cdot 22{,}5}\right) \cdot 814 \text{ kN} = 402 \text{ kN}$$

Se poate utiliza și ecuația (4.113), dar din aceasta rezultă numai

$$V_{ch} = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{P_u}{A_g} - \frac{f_c'}{10}}\, b_j h_j = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{705000}{460^2} - \frac{22{,}5}{10}} \cdot 460^2$$

$$= 147 \text{ kN} < 402 \text{ kN}$$

Armătura transversală orizontală a nodului trebuie să preia conform ecuației (4.98) următoarea forță

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 814 - 402 = 412 \text{ kN}$$

Cu aceasta, din ecuația (4.116) obținem:

- $A_{jv,erf} = V_{sv}/f_y = 412\,000/275 = 1498 \text{ mm}^2$
- $A_{jv,vorh}$ = (de 4 ori 4 latura $R10$) = 1256 mm^2, adică numai 84 % din aria necesară.

Acest nod a fost supus unei încercări cu o solicitare seismică ciclică, simulată printr-o deplasare crescătoare a grinzii corespunzătoare ductilităților de deplasare μ_Δ de 2, 4, 6 și 8 (câte două cicluri). Comportarea excepțional de bună a elementului încercat, în pofida gradului de armare transversală orizontală teoretic cu 16 % mai mic decât cel necesar, poate fi observat din curbele de histerezis din fig. 4.93 (în care pentru fiecare nivel de efort este reprezentat numai al doilea ciclu).

Ținând cont că greutatea proprie a grinzii $V_{b,D}$ este egală cu forța V_b, pentru atingerea momentului de suprarezistență a grinzii, cu cifrele de mai sus este necesar ca:

$V_b = M_o/l \pm V_{b,D} = 455/2{,}21 \pm 6{,}6 = 205{,}9 \pm 6{,}6$ kN

Măsurătorile arată că această forță s-a atins la o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta \approx \pm 5$.

La al 11-lea ciclu, forța axială de compresiune a stâlpului a fost redusă intenționat la 352 kN. Pentru această valoare, gradul de armare transversală orizontală era chiar cu 37 % prea mic. În consecință, toți etrierii au fost solicitați până în domeniul plastic. În ciclul al 12-lea se observă clar influența cedării la întindere diagonală (fig. 4.93). Acest exemplu arată că metoda de calcul propusă pare a fi în mod voit acoperitoare.

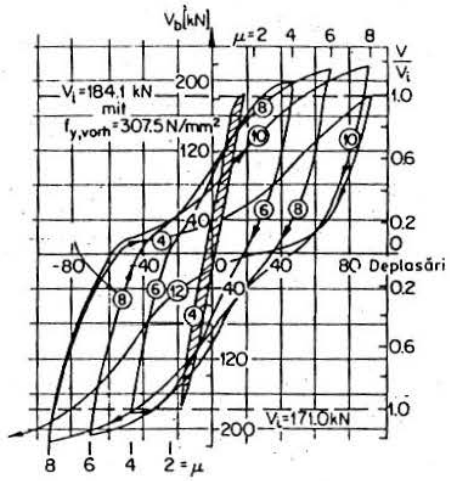


Fig. 4.93. Comportarea unui nod exterior sub eforturi ciclice.

b) Noduri interioare elastice și cedarea armăturii transversale a nodului

Se analizează un element de încercare – conform fig. 4.94 stânga sus – cu dimensiuni similare cu cele din exemplul anterior. Așezarea armăturilor grinzii, stâlpului și nodului este și ea foarte asemănătoare cu cea din fig. 4.92. S-a utilizat armătură cu următoarele caracteristici:

Grinzi : $A_s = A_s' = 8$ D20 $= 2513 \text{ mm}^2$, $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Stâlpi : $A_{st} = 12$ HD24 $= 5430 \text{ mm}^2$, $f_y = 415 \text{ N/mm}^2$

Nod : $A_{jh} = 508 \text{ mm}^2$, $f_y = 380 \text{ N/mm}^2$

Rezistența betonului a fost de $f_c' = 31{,}5 \text{ N/mm}^2$

În calcul s-a considerat că nodul rămâne elastic la o forță la capătul grinzii (forța tăietoare a grinzii) de V_b=130 kN și o forță axială de compresiune în stâlp de P_u = 1645 kN, deoarece momentul maxim al grinzii la marginea stâlpului este limitat prin articulația plastică, prevăzută a se dezvolta la o anumită distanță de nod. Totuși în elementul încercat nu s-a format această articulație plastică.

Momentul corespunzător deformației plastice a grinzii la marginea stâlpului a fost determinat printr-un calcul elastic pe secțiunea fisurată luând în considerație armăturile comprimate [P1]. El este egal cu M_y=344 kNm la un efort maxim al betonului de f_c=15,9 N/mm². Cu aceasta, forța corespunzătoare la capătul grinzii va fi de:

$V_{by} = 344/2{,}21 = 151 \text{ kN} > V_b = 130 \text{ kN}$.

Întrucât forța aplicată este de numai 130 kN, eforturile unitare se reduc la f_s=273 N/mm² și f_c= 13,7 N/mm².

Cu dimensiunile date obținem pentru forța tăietoare a stâlpului:

$$V_{col} = 2 \cdot 130(2{,}21 + 0{,}5 \cdot 0{,}460)/(2 \cdot 1{,}41 + 0{,}67) = 182 \text{ kN}$$

Forța tăietoare orizontală a nodului este egală, conform ecuației (4.86) cu:

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{col} = 2 \times 237 \times 2513 \times 10^{-3} - 182 = 1009 \text{ kN}$$

Contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența orizontală la forfecare va fi determinată conform ecuației (4.101):

$$V_{ch} = 1{,}0\left(0{,}5 + 1{,}25\frac{1645000}{460^2 \cdot 31{,}5}\right)1009 = 816 \text{ kN}$$

Din acest motiv [conform ecuației (4.98)] pentru $V_{sh} = 1009 - 816 = 193$ kN va fi necesară o armare orizontală cu etrieri. Conform ecuației (4.116) obținem:

- $A_{jh,erf} = 193\,000/380 = 508 \text{ mm}^2$.

Cele patru ramuri ale etrierilor, prevăzute în patru secțiuni, reprezintă, la utilizarea unui diametru de 6,35 mm, aproximativ secțiunea necesară:

- $A_{jh,vohr} = 507 \text{ mm}^2 \approx A_{jh,erf}$

Acum, va trebui stabilită armarea transversală orizontală a nodului în ipoteza că articulațiile plastice din grinzi se formează lângă stâlp, iar stâlpul este supus unei forțe axiale de compresiune de 2895 kN. Pe baza ecuației (4.49), momentul de suprarezistență a grinzii cu $d - d' = 480$ mm, este de: $M_o = 1{,}28 \cdot 275 \cdot 2513 \cdot 480 \cdot 10^{-6} = 414{,}7$ kNm.

Cu aceasta, momentul total la mijlocul stâlpului devine:

$\Sigma M_{o,C} = 2 \cdot 414{,}7(2{,}21 + 0{,}5 \cdot 0{,}460)/2{,}21 = 916$ kNm.

Din acest motiv, forța tăietoare a stâlpului este de:

$V_{col} = 916/(2 \cdot 1{,}41 + 0{,}61) = 267$ kN

Forța tăietoare orizontală a nodului va fi, în consecință, de:

$V_{jh} = 2 \cdot 2513 \cdot 1{,}25 \cdot 275 \cdot 10^{-3} - 267 = 1461$ kN.

Contribuția diagonalelor comprimate de beton este, conform ecuației (4.113) de

$$V_{ch} = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2895000}{460^2} - \frac{31{,}5}{10}} \cdot 460^2 \cdot 10^{-3} = 458 \text{ kN}$$

Cu aceasta V_{sh} va fi $V_{sh} = 1461 - 458 = 1003$ kN și armarea transversală orizontală necesară totală a nodului:

- $A_{jh,erf} = 1003 \times 10^{-3}/380 = 2640 \text{ mm}^2 > A_{jh,vohr} = 508 \text{ mm}^2$

- $A_{jh,vohr}$ corespunde astfel numai la 19 % din $A_{jh,erf}$.

Comportarea elementului de încercare este reprezentată în fig. 4.94. Întrucât efortul unitar real de curgere a armăturii grinzii a fost de 288 N/mm^2, forța tăietoare necesară a grinzii, pentru dezvoltarea momentului de plastificare la marginea stâlpului crește la 158 kN. Această valoare este marcată în fig. 4.94 ca forță teoretică de deformare plastică.

În primele 12 jumătăți de ciclu (semicicluri), comportarea la forța tăietoare de calcul de 130 kN în grinzi și o forță axială mărită de compresiune de 2895 kN în stâlpi a fost foarte stabilă. Ulterior, forța axială de compresiune pe stâlp a fost diminuată la 1645 kN (corespunzător forței axiale de calcul), ceea ce a condus la o ușoară scădere a rigidității pe parcursul următoarelor șase jumătăți de ciclu (semicicluri). În acest timp,

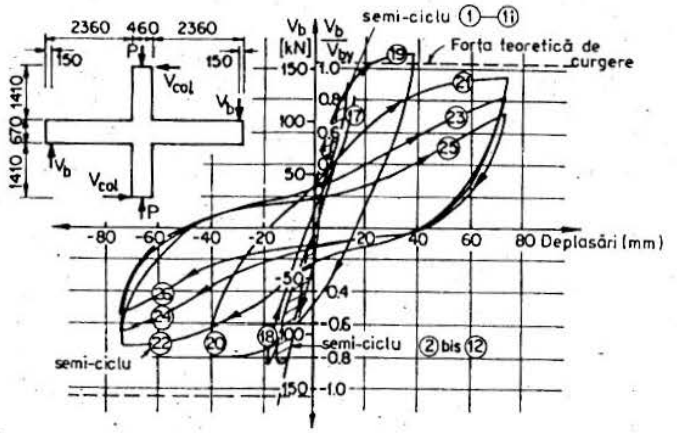


Fig. 4.94. Comportarea unui nod interior sub eforturi ciclice.

deformația specifică a armăturii orizontale a nodului cu etrieri a atins 80 % din valoarea de plastificare.

Înainte de semiciclul 19, forța axială de compresiune a fost din nou mărită la 2595 kN și ulterior a fost ridicată și forța tăietoare a grinzii, în așa fel încât s-a atins o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta \approx 2$. Întrucât la începutul deformării plastice a armăturii grinzii diagonala comprimată de beton era încă activă, s-a putut atinge și chiar depăși într-o mică măsură, rezistența de încovoiere a grinzii, calculată pe baza rezistenței de calcul, în timp ce 50 % din etrierii nodului au prezentat deformări plastice. La inversarea efortului contribuția diagonalelor de beton la rezistența la forfecare s-a redus substanțial (v. subcapitolul 4.7.4,c.2), și deformația specifică a etrierilor a atins

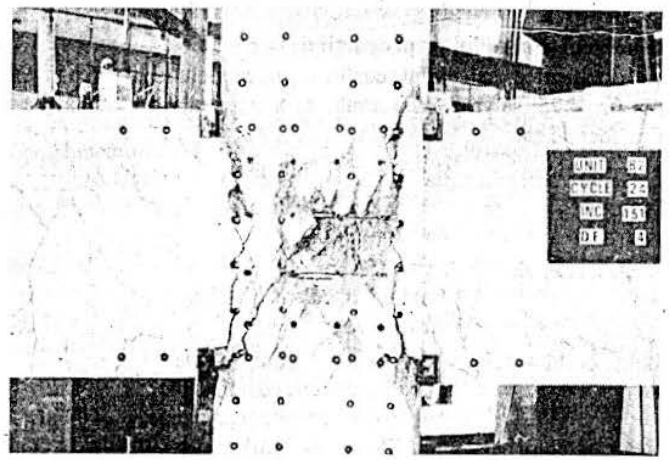


Fig. 4.95. Ruperea unui nod cu o armare transversală orizontală insuficientă.

aproape triplul valorii de plastificare. Din acest motiv, la semiciclul 20 s-au mai putut atinge numai 80 % din rezistența la încovoiere a grinzii. Reducerea de rezistență tot mai însemnată a curbelor de histerezã la solicitarea ulterioară până la o ductilitate de deplasare de μ_Δ=4 este consecința ruperii nodului (v. fig. 4.95). Sub forța axială de compresiune relativ mare în stâlp, betonul din nod a fost zdrobit iar armătura stâlpului s-a deformat plastic la compresiune [B3]. Aspectul fisurilor din grinzi confirmă că în acestea nu s-au format articulații plastice propriu-zise.

c) Noduri interioare cu prelungiri ale grinzii

Pentru a prezenta procedeul de calcul pentru nodurile interioare cu prelungirea în consolă a grinzii (v. 4.7.7,c), considerăm că nodul din exemplul anterior face parte dintr-un cadru spațial şi că în toate cele patru grinzi se formează articulații plastice la marginea stâlpului. Detaliile acestui nod sunt prezentate în fig. 4.81.

În exemplul anterior forța tăietoare totală orizontală din nod a fost calculată, la dezvoltarea suprarezistenței de încovoiere în grindă, la valoarea V_{jh}= 1461 kN. Ca urmare a solicitării nodului în ambele planuri ale cadrului, conform ecuației (4.113), contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecare va fi, folosind $P = C_j P_u$ [ecuația (4.124)] cu C_j= 0,5 din ecuația (4.126), egală cu:

$$V_{ch} = \frac{2}{3}\sqrt{\frac{0{,}5 \cdot 2895000}{457^2}} - \frac{31{,}5}{10} \cdot 457^2 \cdot 10^{-3} = 271\,\text{kN}$$

de aici rezultă:

- $A_{jh,ef}$= (1461 – 271) · 10^3/380 = 3130 mm^2.

Cele trei grupe de etrieri cu diametrul 20 mm, conform fig. 4.81 prezintă, pe fiecare direcție, o secțiune utilă de:

- $A_{jh,vohr}$= 3(2+2$\sqrt{2}$)314=3215 mm^2 > $A_{jh,ef}$

Avantajele acestei dispuneri au fost deja discutate în subcapitolul 4.7.7,c.

d) Grinzi scurte şi stâlpi cu proporții de perete

Pentru clarificarea calculului conform subcapitolului 4.7.6,b, pentru nodul reprezentat în fig. 4.75, se va calcula armătura transversală orizontală. La aceasta se utilizează următoarele date:

* Secțiunea grinzii :	A_g=800 mm · 300 mm,	f'_c= 25 N/mm^2
	A_{s1}=A_{s2}=3260 mm^2	f_y=275 N/mm^2
	λ_0= 1,25	
* Secțiunea stâlpului:	A_g=2000 mm · 400 mm,	f'_c= 25N/mm^2
	Bare intermediare: 10D20,	f_y=380N/mm^2
	Armare etrieri:	f_{yh}=275N/mm^2
* Eforturi în stâlp :	Forța axială de compresiune:	1600 kN
	Forța minimă de compresiune din forțele seismice echivalente:	400 kN

Forța tăietoare orizontală în nod este, conform ecuației (4.104), de:

V_{jh}= 1,25 · 275 · 2 · 3260 · 10^{-3} – 400 = 1841 kN

Forța verticală de compresiune pe nod este, conform ecuației (4.129), de:

N= 0,8 · 1600 + 10 · 314 · 380 · 10^{-3} = 2473 kN

Cu aceasta, din ecuația (4.130) rezultă: tgα=2437/1841= 1,343, adică α=53,3°.

Armătura transversală orizontală a nodului este astfel, conform ecuației (4.132), de:

$$A_{jh,ef} = \frac{h_b V_{jh}}{h_c f_{yh} \operatorname{tg}\alpha} = \frac{1841000 \cdot 800}{2000 \cdot 275 \cdot 1{,}343} = 1994\ \text{mm}^2$$

Din trei straturi de etrieri R16 cu patru ramuri rezultă:

$A_{jh,vohr}$= 12 · 201 = 2412 mm^2 > $A_{jh,ef}$= 1994 mm^2.

În subcapitolul 4.7.6,b s-a subliniat că poate fi aplicat şi procedeul uzual de dimensionare a nodului conform ecuațiilor (4.115) şi (4.98):

$$V_{ch} = 0{,}2\left(1 + \frac{3\,P_u}{f'_c\,A_g}\right)\sqrt{f'_c}\,b_i h_j$$

$$= 0{,}2\left(1 + \frac{3 \cdot 1600000}{25 \cdot 400 \cdot 2000}\right)\sqrt{25} \cdot 400 \cdot 2000 \cdot 10^{-3} = 992\ \text{kN}$$ şi

$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} = 1841 - 992 = 849$ kN, de unde rezultă:

$A_{jh} = 849000/275 = 3087$ mm^2,

adică aproximativ 50 % mai mult decât rezultă din ecuația(4.132).

4.8. Cadre solicitate predominant gravitațional

4.8.1. Rezerve de rezistență la acțiuni seismice

Adesea, în structurile în cadre cu un număr mic de niveluri, în special în cazul grinzilor de deschidere mare şi la nivelurile superioare ale structurilor multietajate în cadre, pentru calculul grinzlor nu sunt hotărâtoare acțiunile seismice, ci încărcările gravitaționale. Nu este deci vorba despre cadre sau porțiuni de cadru solicitate predominant seismic, ci despre *cadre în care predomină încărcările gravitaționale*.

Conform metodei de proiectare a capacității de rezistență tratate în cadrul capitolelor anterioare pentru cadre predominate de acțiuni seismice, pentru dimensionarea stâlpilor trebuie stabilită şi, apoi, luată în considerație suprarezistența la încovoiere în articulațiile plastice formate în grinzi. În acest fel se poate asigura formarea articulațiilor plastice în grinzi sub eforturi seismice şi nu în stâlpi (conceptul "grindă slabă – stâlpi puternici"). Prin aceasta se evită apariția mecanismelor de etaj cu articulații plastice numai în stâlpi (mecanismul de stâlp, v. fig. 1.4,*b*). În acest mod,

cerinţele privind alcătuirea constructivă a stâlpilor se menţin la nivelul uzual, întrucât ei rămân elastici.

Dacă însă, din diferite motive, grinzile trebuie să fie mult mai puternice decât ar fi necesare din calculul pe baza forţelor seismice echivalente, aplicarea metodei proiectării capacităţii de rezistenţă, discutată pentru structurile în cadre solicitate predominant de acţiuni seismic ar putea conduce la rezerve excesive de efort capabil în special în stâlpi. Efortul capabil mare al grinzilor în raport cu cel cerut de forţele orizontale provine din rezistenţa acelor zone plastice potenţiale în care încărcările gravitaţionale generează momente negative mari, în timp ce forţele seismice echivalente (pentru una din cele două direcţii de acţiune) provoacă momente încovoietoare pozitive. Pentru obţinerea unui mecanism cu articulaţii plastice în grinzi (mecanism de grindă, v. fig. 1.4,*a*) sunt necesare două articulaţii plastice în fiecare deschidere. În cadrele solicitate predominant de încărcări gravitaţionale sunt necesare forţe orizontale suplimentare considerabile pentru a fi siguri că după formarea primei articulaţii (negative) se va forma şi a doua articulaţie plastică (pozitivă). La o aplicare strictă a proiectării capacităţii de rezistenţă în scopul prevenirii apariţiei articulaţiilor plastice în etajele superioare, stâlpii trebuie alcătuiţi pentru forţe tăietoare de etaj mult mai mari decât cele rezultate din forţele seismice echivalente.

Printr-o aplicare ingenioasă a distribuţiei momentelor, descrise în subcapitolul 4.3.2, mărirea nedorită a efortului capabil la forţe orizontale poate fi redusă simţitor. O altă posibilitate de a reduce această rezistenţă constă *în formarea articulaţiilor plastice pozitive la o anumită distanţă de stâlpi*, acolo unde momentele încovoietoare din încărcările gravitaţionale şi din forţele orizontale se însumează. Acest fel de mecanisme a fost prezentat deja în fig. 4.16. Cum s-a explicat la momentul respectiv, deplasarea zonelor articulaţiilor plastice provoacă şi o mărire a ductilităţii de rotaţie. În unele cazuri, însă, chiar deplasarea cea mai favorabilă a zonelor de articulare nu poate fi capabilă să reducă efortul capabil orizontal la mărimea necesară.

La astfel de sisteme de cadre, pentru *obţinerea unui mecanism de grindă cu efortul capabil orizontal redus la valoarea dorită*, poate deveni necesară admiterea formării articulaţiilor plastice în anumiţi stâlpi. Cu aceasta devin posibile soluţii economice şi pentru acest tip de cadre. Vor fi respectate următoarele:

1. Pentru a împiedica formarea unui mecanism de etaj (v. fig. 1.4,*b*), se va asigura formarea în grinzi, cel puţin parţial, de articulaţii plastice. Aceasta se poate obţine prin prevederea de articulaţii plastice în grinzile deschiderilor marginale, în apropierea stâlpilor exteriori (fig. 4.96). Aceste grinzi trebuie să posede o capacitate de rezistenţă suficientă pentru a putea prelua momentele rezultate din încărcările gravitaţionale, fără a se deforma plastic. Prin aceasta se evită formarea articulaţiilor plastice în stâlpii exteriori. Pentru asigurarea formării complete a mecanismului de grindă, în dreptul nodurilor interioare sunt admise şi necesare articulaţii plastice în stâlpi, deasupra şi dedesubtul fiecărui etaj. Atâta timp cât este asigurată menţinerea stâlpilor exteriori în domeniul elastic, articulaţiile plastice necesare pentru disiparea energiei se pot forma în grinzile şi stâlpii mai multor sau ai tuturor etajelor, fără a genera un mecanism de etaj.

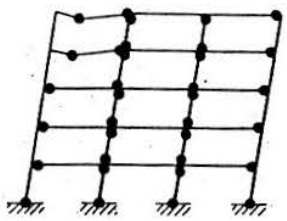


Fig. 4.96. Mecanismul cu articulaţii plastice în stâlpii interiori.

2. Întrucât formarea articulaţiilor plastice în stâlpi este mai puţin dorită decât în grinzi, poate fi util să reducem cerinţa de ductilitate de deplasare. Aceasta se obţine mărind forţele seismice echivalente şi, prin aceasta, rezistenţa corespunzătoare a cadrului. Se reduc astfel deformaţiile inelastice corespunzătoare cutremurului de dimensionare (v. 2.2.7). Această soluţie este, în majoritatea cazurilor, realizabilă.

4.8.2. Eforturi capabile corespunzătoare mecanismelor de grindă

Într-un cadru predomină eforturile seismice sau cele datorate încărcărilor gravitaţionale, în funcţie de raportul dintre capacitatea de rezistenţă la încărcări orizontale şi forţele seismice echivalente. Acest raport se determină cel mai uşor cu ajutorul capacităţilor de rezistenţă corespunzătoare mecanismelor de grindă pentru fiecare etaj.

În legătură cu redistribuirea momentelor încovoietoare în cadrele plane, în capitolul 4.3.2,b (fig. 4.9) s-a arătat că eforturile orizontale ale unei porţiuni de cadru pot fi caracterizate prin $\Sigma\Delta M_E$ conform ecuaţiei (4.44). ΔM_E este momentul datorat cutremurului la capătul grinzii *i*, determinat elastic. Capacitatea de rezistenţa necesară a fost definită în capitolele anterioare, pe baza conceptului "grindă slabă – stâlpi puternici", prin alcătuirea şi dimensionarea corespunzătoare a zonelor plastice potenţiale din grinzi.

Corespunzător, au fost determinate momentele încovoietoare în axele stâlpilor (v. fig. 4.12), care apar după formarea articulaţiilor plastice din grinzi cu suprarezistenţa, în puncte stabilite iniţial. Cu ajutorul momentelor de capăt de bară, în axele stâlpilor, pot fi stabiliţi coeficienţii de suprarezistenţă ai etajelor ψ_o pentru întreaga porţiune de cadru, respectiv întregul etaj şi pentru ambele direcţii ale cutremurului. În capitolul 4.4.2,f şi fig. 4.20 a fost dat un exemplu numeric pentru acestea. Tot acolo a fost arătat că ψ_o este cel puţin egal cu $\psi_{o,ideal}$ şi astfel, conform ecuaţiei (1.17), este egal cu coeficientul ideal de suprarezistenţă a grinzii $\Phi_{o,ideal} = \lambda_o/\Phi$, conform ecuaţiei (1.15) care rezultă în cazul armării corect dimensionate, corespunzător capacităţii minime de rezistenţă la încovoiere. Pentru sortimentele de oţel de armătură D, HD, respectiv S500a, S500c, el este cel puţin egal cu 1,39, 1,56, respectiv 1,47, 1,37 (v. 4.4.2,f).

În cazul porțiunilor de cadru solicitate predominant de forțele seismice, valoarea lui ψ_o este, în urma rotunjirilor, de obicei puțin mai mare decât $\psi_{o,ideal}$. La cadrele la care predomină încărcările gravitaționale, ψ_o poate fi mai mare de 2 sau chiar 3.

Pentru a ilustra acest efect, vom considera un nivel al cadrului obișnuit cu trei deschideri prezentat în fig. 4.96 [P15]. Procedeul uzual este prezentat printr-un exemplu numeric. Primele trei diagrame din fig. 4.97 reprezintă momentele încovoietoare pentru combinațiile uzuale ale încărcărilor gravitaționale cu forțele seismice echivalente. Momentele din fig. 4.97,*d* acționează singure, în timp ce momentele din figurile 4.97,*b* și *c* trebuie combinate (v. 1.3).

O comparare a momentelor rezultate din combinarea acțiunilor arată că efortul capabil al grinzilor trebuie stabilit pentru încărcările gravitaționale (fig. 4.97,*a*).

O redistribuire moderată a momentelor în deschiderea mijlocie, prezentată cu linie întreruptă, conduce la un moment de calcul pentru stâlpii interiori egal cu 190 unități (în scopul explicării mai clare a principiului, în acest exemplu sunt utilizate momentele în axele stâlpilor și nu cele la fața lor).

Din combinația $D + 1{,}3L + E^{\rightarrow}$ rezultă momentul negativ maxim, prezentat în fig. 4.97,*d* cu linie continuă, egal cu 170+30=200 unități, de la capătul din dreapta al deschiderii din mijloc. Pentru a putea folosi momentul de calcul din fig. 4.97 este necesară o reducere de numai 5 %. Pentru aceeași combinație de eforturi momentele din reazemul din stânga al tuturor celor trei dechideri sunt mai mici. Linia *1* din fig. 4.97,*d* arată de asemenea că, în urma forțelor echivalente seismice, nu se produce o inversare de moment la reazeme.

În subcapitolul 4.4.2,c am stabilit că, datorită ductilității de curbură, în secțiunile grinzilor, armătura comprimată trebuie să fie cel puțin 50 % din ce întinsă. Dacă urmărim formarea unui mecanism de grindă cu două articulații plastice cu suprarezistență lîngă stâlpii fiecărei deschideri, forțele seismice echivalente ar trebui mult mărite. Această situație este descrisă de linia *2* din fig. 4.97. În acest exemplu, pentru momentele capetelor de grindă la suprarezistență avem:

$$ {}_nM^{\rightarrow}_{o,B} = 2\,{}_pM^{\rightarrow}_{o,B} \quad \text{și} \quad {}_nM^{\rightarrow}_{o,D} = 2\,{}_pM^{\rightarrow}_{o,A} $$

unde: indicii reprezintă: n – momentele negative; p – cele pozitive; săgeata – direcția forțelor seismice echivalente. În ipoteza că valoarea de calcul a efortului capabil este perfect egală cu valoarea de calcul a efortului, va rezulta de aici: ${}_nM_{o,B} = 1{,}39 \cdot 190 = 264$ unități și ${}_pM_{o,B} = 0{,}5 \cdot 264 = 132$ unități.

Este subînțeles faptul că pentru această dispunere ideală a articulațiilor plastice, armătura inferioară întinsă în câmp ar trebui mult mărită pentru a se evita articulațiile plastice (pozitive) în interiorul dechiderilor. În acest caz, coeficientul de suprarezistență de etaj ar fi:

$$ \psi_o = \frac{\Sigma_B^D\, {}_nM_o + \Sigma_A^C\, {}_pM_o}{\Sigma_A^D\, \Delta M_E} \qquad (4.138) $$

Cu valorile din fig. 4.97,*d* linia *2* și fig. 4.97, rezultă:

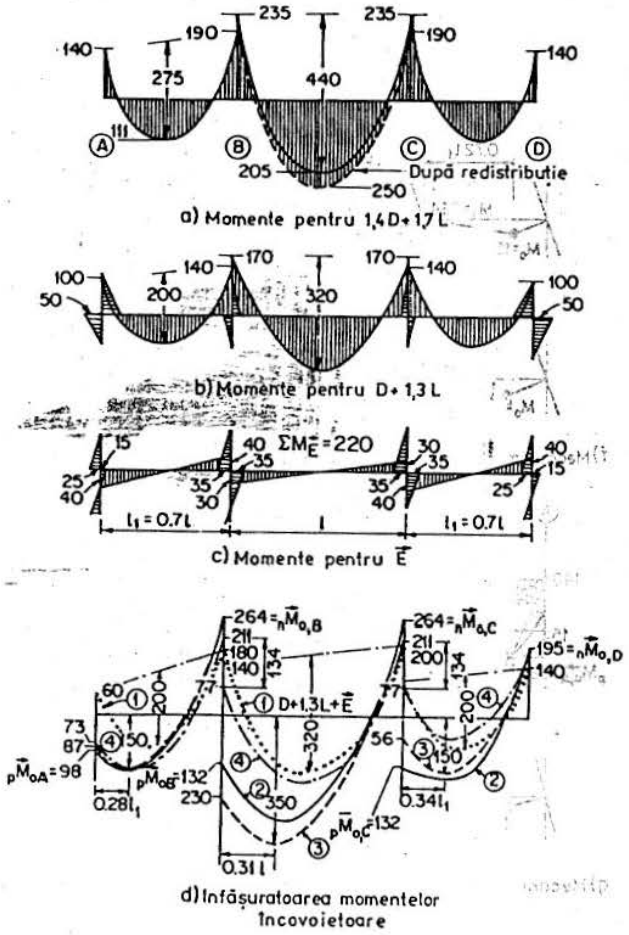


Fig. 4.97. Momentele din grinzi pentru cadre cu trei deschideri sub încărcări gravitaționale și forțe seismice echivalente monotone: *a*, *b*, *c* și *d*.

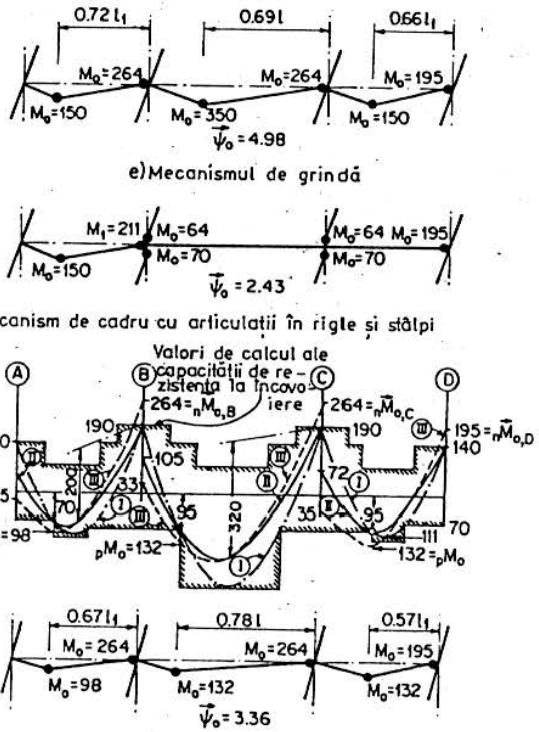


Fig. 4.97. Mecanisme de deformare plastică pentru cadre cu trei deschideri sub încărcări gravitaționale și forțe seismice echivalente monotone: *e*, *f*, și *g*.

$$\psi_o = \frac{(264+264+195)+(98+132+132)}{40+70+70+40} = \frac{1085}{220} = 4{,}93$$

Aceasta înseamnă că la folosirea sortimentului D de oțel cu $\varphi_{o,ideal}=\lambda_o/\Phi=1{,}39$ efortul capabil orizontal al cadrului este de 4,93/1,39=3,55 ori mai mare decât ar fi de fapt necesar în urma forțelor seismice orizontale echivalente reale.

Dacă am aplica procedeul descris în subcapitolul 4.5.8 pentru calculul stâlpilor cu un coeficient de amplificare dinamică ω de cel puțin 1,3, ar rezulta o rezistență a stâlpilor care ar suporta un efort seismic de cel puțin 4,6 ori mai mare. În unele cazuri acest lucru este posibil fără mărirea dimensiunilor stâlpilor și a gradului de armare necesare pentru preluarea încărcărilor gravitaționale. Astfel de structuri prezintă cerințe foarte scăzute de ductilitate, dar cerințele privind rezistența la forța tăietoare sunt disproporționat de mari. Din acest motiv ar trebui micșorată rezistența capabilă prea ridicată pentru acțiunile orizontale.

4.8.3. Reducerea capacității de rezistență orizontală

Așa cum a fost expus în subcapitolul 4.8.1, există două posibilități principale de a reduce capacitatea de rezistență orizontală corespunzătoare mecanismelor cu articulații plastice la capetele grinzilor:

1. Articulațiile plastice (pozitive) sunt distanțate de stâlp spre mijlocul deschiderii.
2. Se admit articulații plastice în stâlpi.

a) Capacitatea de rezistență minimă necesară

În primul rând trebuie determinată capacitatea de rezistență orizontală minimă, deoarece este necesar să se dezvolte alte mecanisme decât cele cu articulații plastice la capetele grinzilor. Această capacitate de rezistență poate fi ceva mai mare decât cea necesară pentru preluarea forțelor seismice echivalente, din următoarele motive:

1. Articulațiile plastice (pozitive) din grinzi, distanțate de stâlpi pentru asigurarea unei anumite ductilități totale de deplasare necesare a cadrului, conduc la cerințe mărite privind ductilitatea de rotire.
2. Atunci când, pentru formarea unui mecanism complet de cadru este necesar un număr relativ mare de articulații plastice în stâlpi, este de asemenea indicată alegerea unui procedeu mai prudent.

Figura 4.16 arată că pentru o deplasare a articulațiilor plastice din grinzi spre mijlocul deschiderii, rotirile dintr-o articulație plastică a grinzii pot fi estimate cu ajutorul rotirii medii θ a cadrului inelastic:

$$\theta' = \frac{l}{l^*}\theta \qquad (4.139)$$

Cu aproximarea potrivit căreia o creștere a efortului capabil conduce la o reducere proporțională a cerinței de ductilitate totală de deplasare (principiul deplasării egale, v. subcapitolul 2.2.6,b), forțele seismice echivalente ale cadrelor cu articulațiile plastice din grinzi îndepărtate de stâlpi trebuie amplificate cu un coeficient:

$$m = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}\frac{l_j}{l_j^*} \geq 1, \qquad (4.140)$$

adică cu media rapoartelor lungimilor l/l^* (v. fig. 4.16) a tuturor deschiderilor grinzilor unui cadru. În cazul în care pare oportun, acest coeficient de amplificare poate fi micşorat. Această micşorare poate fi luată ca raport între numărul de deschideri cu articulaţiile plastice îndepărtate de capetele grinzilor şi numărul total de deschideri al cadrului sau ca raport între momentele încovoietoare din articulaţiile plastice ale acestor deschideri şi momentele încovoietoare din alte deschideri. Efortul de calcul pentru această reducere ca medie ponderată a coeficienţilor m este de multe ori nejustificat.

În cazul în care *sunt admise articulaţiile plastice în stâlpii interiori* (v. fig. 4.96) pentru alegerea coeficientului de amplificare m vor fi respectate următoarele:

a) Importanţa clădirii şi dificultatea execuţiei reparaţiilor unor avarii posibile ale stâlpilor.

b) Mărimea relativă a forţelor axiale în stâlpii respectivi.

Rezultate obţinute recent prin încercări au arătat că printr-o confinare suficientă a zonelor plastice ale stâlpilor (4.5.10) poate fi obţinută o comportare foarte ductilă [G1, P8]. Din acest motiv, reţinerile uzuale cu privire la formarea articulaţiilor în stâlpi nu se mai justifică totdeauna.

Pentru simplitate, efortul capabil orizontal minim necesar poate fi exprimat, în cazul cadrelor solicitate predominant de încărcările gravitaţionale, cu ajutorul coeficientului minim de suprarezistenţă de etaj $\psi_{o,min}$:

$$\psi_{o,min} = m\psi_{o,ideal} \qquad (4.141)$$

La aceasta, conform capitolului 4.4.2,f, valorile pentru $\psi_{o,ideal}=\Phi_{o,ideal} = \lambda_o/\Phi =$ = 1,39, 1,56 respectiv 1,47, 1,37 pentru sortimentele tipice de oţeluri de armare R, RD, respectiv 500a, 500c.

Ţinând cont de expresia forţei seismice echivalente, corespunzătoare unei comportări elastice a structurii (F_{el} în subcapitolul 2.2.7,c), ar trebui stabilită şi valoarea limită pentru ψ_o. Dacă ψ_o este mai mare de 3,0, structura se comportă elastic sau se deformează foarte puţin plastic. Din acest motiv nu ar fi oportun să ridicăm şi mai mult efortul capabil numai pentru a obţine ierarhia dorită în formarea articulaţiilor plastice.

b) Mecanismul de grindă cu articulaţii plastice deplasate

Un mecanism de grindă în porţiunile de cadru corespunzătoare fiecărui etaj poate apărea numai dacă în fiecare grindă se pot forma câte două articulaţii plastice. Momentele la suprarezistenţa grinzii, conform liniei *3* din fig. 4.97, trebuie să rămână hotărâtoare pentru dimensionare. Capacităţile de rezistenţă (la încovoiere) pozitive necesare în câmp pentru deschiderile mici, respectiv mari au, conform fig. 4.97,*a*, 111 respectiv 250 unităţi. În cazul folosirii sortimentului de oţel D ($\Phi_{o,ideal}$=1,39), în deschidere se dezvoltă articulaţii plastice cu momentul de suprarezistenţă de 150, respectiv 350 unităţi (v. fig. 4.97,*d*). Momentele pozitive corespunzătoare în axele stâlpilor pot fi determinate din condiţiile de echilibru pentru fiecare deschidere.

Coeficientul de suprarezistenţă de etaj este, pentru mecanismul de grindă din fig. 4.97,*e*, egal cu:

$$\psi_o = \frac{(87+264)+(230+264)+(56+195)}{220} = 4{,}98$$

Deplasarea articulaţiilor faţă stâlpi nu a redus, deci, în acest exemplu, efortul capabil al porţiunii de cadru pentru forţele orizontale şi ar fi în continuare necesari stâlpi cu o suprarezistenţă nejustificată.

Dacă acest mecanism ar fi totuşi avantajos, conform ecuaţiei (4.140) şi fig. 4.16 capacitatea de rezistenţă orizontală ar trebui amplificată cu coeficientul

$$m = \left(\frac{1}{0{,}72}+\frac{1}{0{,}69}+\frac{1}{0{,}66}\right)\frac{1}{3} = 1{,}45$$

Valorile corespunzătoare pentru l^* sunt prezentate în fig. 4.97,*e*. Coeficientul necesar de suprarezistenţă al etajului ar trebui să fie în acest caz de cel puţin $\psi_{o,min}$ = 1,45 · 1,39 = 2,02 < 4.98 [ecuaţia (4.138)].

c) Mecanisme cu articulaţii plastice în grinzi şi stâlpi

O altă posibilitate de micşorare a rezistenţei capabile mari la forţe orizontale este introducerea articulaţiilor plastice în stâlpii interiori pentru a obţine un mecanism cu articulaţii în grinzi şi stâlpi, conform fig. 4.96. Pentru exemplul din fig. 4.97, aceasta poate căpăta aspectul următor:

1. Deformarea plastică a stâlpilor exteriori nu este permisă. Din acest motiv în grinzile adiacente trebuie să se formeze articulaţii plastice. Variaţiile momentelor din fig. 4.97,*d* arată că este mai bine ca articulaţia plastică pozitivă din deschiderea *A – B* să se formeze la o oarecare depărtare de stâlpul (A), în timp ce în dreptul stâlpului (B) se formează o articulaţie plastică negativă.

2. Cu articulaţia plastică din câmpul primei deschideri, care dezvoltă un moment de suprarezistenţă de 150 unităţi, şi cea din dreptul stâlpului interior (B) cu capacitatea de rezistenţă la încovoiere, calculată pe baza rezistenţei de calcul, egală cu 264/1,25=211 unităţi (deoarece rotirea este acolo relativ mică şi, în consecinţă, suprarezistenţa nu este atinsă), rezultă, pentru întreaga deschidere, variaţia momentului reprezentată în fig. 4.97,*d* prin linia *4*. Momentul încovoietor pozitiv din dreptul stâlpului (A) are în acest stadiu 73 unităţi (suprarezistenţă parţială). Momentul încovoietor negativ din dreptul stâlpului (D) este luat de 1,39 · 150, aproximativ egal cu 195 unităţi (suprarezistenţă).

3. Momentul maxim ce poate fi indus în stâlpii exteriori ΔM_o este deci cunoscut. În ipoteza unei măriri a efortului capabil de m = 1,75 > 1,45 pentru acest caz (subcapitolul 4.8.3,a.2) şi în scopul de a menţine scăzută rotirea în articulaţia stâlpului, rezultă un coeficient de suprarezistenţă de etaj de $\psi_{o,min}$= 1,75 ·1,39 = = 2,43. De aceea, prin transformarea ecuaţiei (4.138), momentul total indus în cei doi stâlpi interiori va fi de cel puţin:

$$\sum_{B}^{C} \Delta M_o^{\rightarrow} = \psi_{o,\min} \sum_{A}^{D} \Delta M_E^{\rightarrow} - {}_p M_{oA}^{\rightarrow} - {}_n M_{oD}^{\rightarrow}$$
$$= 2{,}43 \cdot 220 - 73 - 195 = 267 \text{ unități}$$

Astfel, cele două articulații trebuie să dezvolte împreună, într-unul din cei doi stâlpi interiori egali, în prezența forței axiale în stâlp, o suprarezistență la încovoiere de 276/2=134 unități. În fig. 4.97,*f* acest moment a fost aplicat în sus și în jos, ținând cont de forța maximă axială în stâlp dedesubtul grinzii, împărțit în mod arbitrar în 64+70=134 unități.

4. Din echilibrul nodurilor, la stâlpul (B) rezultă că rezistența la încovoiere stabilită cu rezistența de calcul trebuie să fie la capătul stâng al grinzii *B-C*, de cel puțin 211–134=77 unități. Aceasta conduce la întinderea armăturii superioare. Din fig. 4.97 rezultă însă și că efortul capabil disponibil în această secțiune este de cel puțin 190/0,9=211 unități (coeficientul de reducere a rezistenței Φ=0,9). În continuare este clar, că momentele din dreptul stâlpului (C) nu sunt hotărâtoare și din acest motiv nu este necesară stabilirea lor exactă. Linia *4* din fig. 4.97,*d* arată că, în dreptul stâlpului (C), s-a adoptat de asemenea o rezistență a grinzii de 211 unități în dreapta și 77 unități în stânga. Mecanismul de plastificare este reprezentat în fig. 4.97,*f* pentru această variație de moment.

5. Stâlpul (D) poate fi acum calculat conform regulilor din subcapitolul 4.5 [ecuația (4.58)] pentru un moment în axul stâlpului de $M_{col}=\Phi_o \omega M_E$. În acest caz Φ este de 195/40=4,88, și pentru stâlpul superior M_E=25 unități (v. fig. 4.97,*c*). ω este într-un cadru plan cu un număr mic de niveluri de obicei egal cu 1,3. Astfel, momentele de calcul ale stâlpilor vor fi aproximativ egale cu:
M_{col}= 4,88 · 1,3 · 25 = 159 unități.
Este evident că stâlpul (A), armat identic, care pentru direcția considerată a forțelor seismice echivalente este supus numai unui moment de 73 de unități (de unde Φ=0,9), îl poate prelua fără dificultate.

6. Stâlpii interiori pot fi menținuți relativ subțiri, deoarece trebuie să suporte numai un moment nominal mic (v. fig. 4.97,*f*):
M_{col}= 70/1,25 =56 unități.

Acest exemplu arată că în pofida existenței unui exces de efort capabil de 75 % (m=1,75), nu este necesară o armare suplimentară importantă datorită forțelor seismice. În sistemul structural predomină încărcările gravitaționale.

În timp ce stâlpii exteriori trebuie să prezinte, conform regulilor din subcapitolul 4.5.10, numai o armare transversală limitată, capetele stâlpilor interiori la articulațiile plastice deasupra și dedesubtul grinzilor considerate necesită o confinare completă, conform subcapitolului 4.5.10,*d*. În plus, îmbinările armăturii verticale ale acestor stâlpi vor fi prevăzute la jumătatea înălțimii etajelor.

d) Poziția optimă a articulațiilor plastice în grinzi

Căutarea poziției optime a articulației plastice conduce, în cazul unui mecanism de grindă, la găsirea valorii minime posibile a rezistenței la forțe orizontale. Pentru explicarea procedeului vom căuta o soluție corespunzătoare pentru cadrul din fig. 4.97, pe care o vom compara cu soluțiile anterioare.

Armătura de încovoiere existentă se bazează pe eforturile din încărcările gravitaționale conform fig.4.97,*a*. Din întreruperea armăturii rezultă zona haşurată în fig. 4.97,*g* a valorii de calcul a rezistenței la încovoiere (v. subcapitolul 1.3.4,a). Efortul din încărcările gravitaționale, după redistribuirea momentelor, corespunde celor din fig. 4.97,*a* și este notat cu (I) în fig. 4.97,*g*. Momentele de calcul maxime negative de deasupra stâlpilor sunt de 190 unități la (B) și (C) și de 140 unități la (D). Momentele de suprarezistență datorate efortului seismic $E^{\rightarrow}$ corespunzătoare, utilizate deja în fig. 4.97,*d*, sunt de 264 și 195 unități.

Poziția cea mai bună posibilă a articulațiilor plastice în fiecare deschidere depinde de armătura de încovoiere inferioară (pozitivă) minimă necesară. În subcapitolul 4.4.2 s-a enunțat că pentru asigurarea unei ductilități suficiente de rotire, aria armăturii inferioare la marginea stâlpilor nu trebuie să fie mai mică decât jumătatea ariei armăturii superioare din aceeași secțiune. Cu această condiție, momentele de calcul de la stâlpii interiori sunt de 95 unități iar la cei exteriori de 70 unități. Acum se poate stabili ușor locul în care armătura existentă este strict suficientă pentru acoperirea efortului încovoietor din încărcările gravitaționale. El este marcat cu câte un cerculeț, pe linia momentelor (I) din fiecare deschidere din fig. 4.97,*g*. În cazul încărcărilor M_u = $=M_D+1{,}3M_L+M_E^{\rightarrow}$ ele devin articulații plastice. La mijlocul deschiderilor este necesară o armare suplimentară pentru ca aceste zone să rămână, în orice împrejurări, elastice.

Cunoscând locurile ambelor articulații plastice care se pot forma, în cazul unui cutremur de mare intensitate, în fiecare deschidere se pot determina liniile corespunzătoare de moment, reprezentate în fig. 4.97 prin (II). La mobilizarea suprarezistenței, momentele din articulațiile plastice pozitive vor crește la 132, respectiv 98 unități. Folosind linia momentelor datorate încărcărilor gravitaționale (M_D+**1**,3M_L), găsim acum momentul introdus în stâlp la capătul stâng al fiecărei deschideri (v. curba reprezentată cu linie întreruptă (III) din fig. 4.97,*g*)

Coeficientul de suprarezistență de etaj este, în acest caz egal cu:

$$\psi_o = \frac{(15+264)(-33+264)(35+195)}{220} = 3{,}36$$

Din mecanismul, reprezentat de asemenea în fig. 4.97,*g*, rezultă m = 1,51.

Reiese deci că, prin amplasarea optimă a articulațiilor plastice în grinzi, rezistența acestui cadru la forțele orizontale comparat cu mecanismul de grindă, prezentat anterior în fig. 4.97,*e*, ar putea fi diminuat cu 33 %. Rezistența este totuși în continuare cu 38 % mai mare decât valoarea stabilită în cazul în care se admite formarea articulațiilor plastice în stâlpi (3,36/2,43=1,38).

4.8.4. Dimensionarea la forțe tăietoare

După ce am stabilit variația momentelor, de exemplu conform curbei *4* din fig. 4.97, putem determina forțele tăietoare din grinzi. Forțele tăietoare de calcul se determină din forțele tăietoare datorate încărcărilor gravitaționale și din momentele de suprarezistență din articulațiile plastice ale grinzilor (v. subcapitolul 4.4.3,a), în cazul apariției acestora în deschiderile considerate. În celelalte deschideri, încărcările gravitaționale sunt cele hotărâtoare pentru determinarea forțelor tăietoare. Forțele tăietoare se folosesc de asemenea pentru a determina forțele axiale induse de cutremur în stâlpi. În orice caz, acestea nu sunt de obicei hotărâtoare, în special în sistemele de cadre în care predomină încărcările gravitaționale.

Dimensionarea la forțe tăietoare a stâlpilor interiori se bazează pe ipoteza conform căreia se formează simultan articulații plastice cu suprarezistență la capătul de jos și de sus al stâlpului. Forța tăietoare obținută în felul acesta nu mai trebuie mărită, deoarece este deja vorba despre o valoare limită superioară (v. 4.5.7). Forțele tăietoare de calcul ale stâlpilor exteriori în care nu se formează articulații plastice, de la sistemele de cadre în care predomină încărcările gravitaționale, pot fi determinate în același mod ca și în cazul etajelor superioare ale cadrelor solicitate predominant de acțiuni seismice (v. 4.7.4,h).

4.9. Cadre de fațadă solicitate predominant de acțiuni seismice

4.9.1. Particularități

În multe cazuri poate fi avantajos ca cea mai mare parte (sau chiar în totalitate) a forțelor orizontale să fie preluate de cadrele de fațadă, adică de cadrele solicitate predominant de acțiuni seismice. La aceste sisteme structurale pot fi combinați stâlpii cadrelor exterioare de fațadă, dispuși relativ aproape unul de celelalt, pentru preluarea acțiunilor seismice cu stâlpi interiori, relativ distanțați, care preiau, practic, exclusiv încărcări gravitaționale. Ca rigle ale cadrelor de fațadă se pot utiliza grinzi relativ înalte de parapet, fără a fi necesară mărirea înălțimii etajelor.

Întrucât, în cazul acesta, pe fiecare direcție există numai două cadre pentru preluarea forțelor orizontale, eforturile preluate de acestea pot deveni foarte mari. Ca urmare a deschiderilor mici, influența încărcărilor gravitaționale este relativ mică, cu excepția etajelor superioare. Din acest motiv sunt de așteptat următoarele particularități de calcul:

1. Ca urmare a rezistenței mari la încovoiere a grinzilor de parapet (care au deschideri relativ mici), în acestea apar forțe tăietoare mari.
2. Stâlpii de fațadă, dispuși la distanță mică unul de celălalt, suportă încărcări gravitaționale relativ mici și joacă în principal rolul de elemente încovoiate dispuse vertical. Prin absența unei forțe axiale semnificative și ca urmare a procentului mare de armare la încovoiere al grinzii, pot surveni probleme la nodurile interioare.

Cu toate că prin metoda de proiectare a cadrelor ductile, prezentată în capitolele anterioare, s-ar putea obține rezultate mulțumitoare, au fost căutate soluții alternative pentru condițiile speciale existente la cadrele de fațadă. Una dintre aceste soluții, constând din aplicarea conceptului pereților structurali cuplați (v. 5.2.2,e), va fi prezentată, pe scurt, în cele ce urmează.

4.9.2. Grinzi de parapet armate diagonal

În cazul în care s-au luat măsuri care să asigure comportarea elastică a nodului în timpul acțiunilor seismice, armarea transversală a acestora poate fi redusă substanțial. Principiile corespunzătoare au fost explicate în subcapitolul 4.7.4,b. Pentru obținerea acestui deziderat, zonele articulațiilor plastice trebuie îndepărtate de stâlpi (v. fig. 4.18). În cazul deschiderilor mici, distanța dintre articulațiile plastice poate deveni însă prea mică. Totodată, cerințele de ductilitate a ambelor articulații plastice cresc, conform fig. 4.16, considerabil, iar armătura de încovoiere ajunge să fie solicitată foarte repede până în zona de consolidare. În consecință, pentru menținerea la valori mici a deformărilor de lunecare, poate deveni necesară o armare diagonală în ambele zone de articulație plastică.

Pentru rezolvarea acestei probleme poate fi utilizată dispunerea armăturilor conform fig. 4.98. Comportarea de principiu este explicată cu ajutorul diagramelor de momente din fig. 4.99. Momentul încovoietor din forțele seismice este notat cu M_E. Influența redusă a încărcărilor gravitaționale este neglijată în exemplul respectiv. Armarea diagonală în zona de mijloc a grinzii este aleasă în așa fel încât este satisfăcută condiția uzuală $M_u = M_E \leq \Phi M_i$.

După prima solicitare în ambele direcții până în domeniul de plastificare, este de așteptat ca armătura diagonală din întreaga zonă mijlocie să se deformeze plastic. De la acest prag, întreaga rezistență la încovoiere este dată numai de componentele orizontale ale forțelor din armătura diagonală. Componentele verticale ale forțelor din armătură pot prelua întreaga forță tăietoare, fără participarea betonului sau a altor armături transversale.

Întrucât armătura diagonală se poate deforma plastic pe o lungime relativ mare, întreaga ei zonă de consolidare poate apărea numai după dezvoltarea unor deformații foarte mari.

Restul zonelor grinzii, nodurile și stâlpii, trebuie să rămână elastice. Pentru a asigura aceasta va trebui să ținem cont de suprarezistența zonei din mijloc. Aceasta se face cu ajutorul relației $M_o = \lambda_o M_i = \Phi M_E$ (v. subcapitolul 4.4.2,f). Dacă în zonele care rămân elastice dispunem acum armătura astfel încât rezistența la încovoiere M_i a grinzii la marginea stâlpului să fie cu puțin mai mare decât momentul în această secțiune la atingerea suprarezistenței la încovoiere în zona mijlocie, M_o, la marginea stâlpilor nu pot să se producă deformații plastice ale armăturii și nodurile rămân elastice. Acest aspect este reprezentat schematic în fig. 4.99. După alegerea armăturii în secțiunile hotărâtoare se poate stabili lungimea zonei de mijloc prin alcătuirea barelor înclinate.

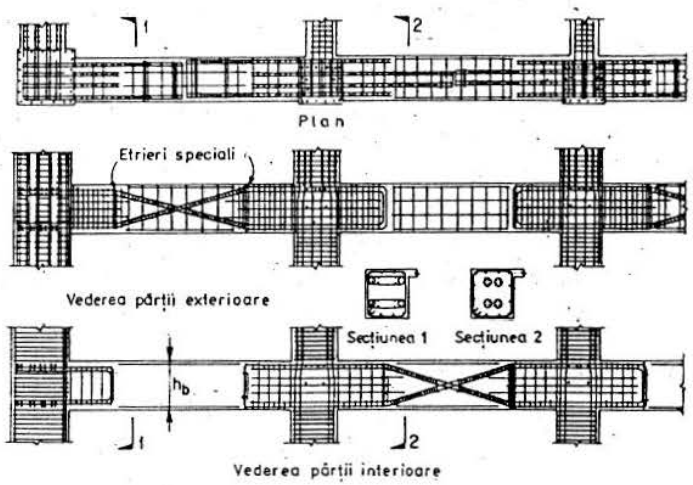


Fig. 4.98. Grinzi de parapet ale cadrelor exterioare armate diagonal.

În exemplul din fig. 4.98, în zonele de lîngă stâlpi ale grinzii există de două ori mai multe bare de armătură decât în mijlocul ei. Fig. 4.100 prezintă o posibilitate de armare cu carcase prefabricate.

4.9.3. Particularități constructive

La grinzile de parapet armate diagonal se va ține cont de următoarele particularități constructive:

1. Pentru ca barele diagonale să poată atinge efortul unitar de curgere și la compresiune fără a flamba spre exterior, va fi prevăzută o armare transversală ca în cazul pereților structurali sau a grinzilor de cuplare. Alcătuirea acestei armări este prezentată în subcapitolul 5.4.4.

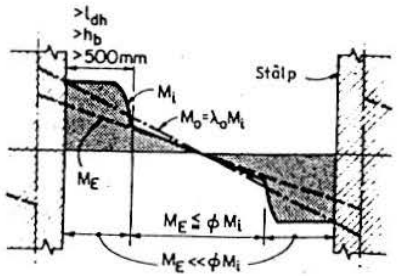


Fig. 4.99. Diagramele de moment încovoietor pentru o grindă de parapet, armată diagonal.

2. Zonele elastice de capăt ale grinzilor vor fi alcătuite pe o lungime suficient de mare pentru ca eforturile unitare de curgere din barele din zona de mijloc să nu se poată propaga până în zona nodului. Lungimea lor minimă este indicată în fig. 4.99. Ea trebuie să permită în același timp și amplasarea lungimii de ancorare l_{dh} a armăturii principale cu îndoirile lor în zonele de capăt.
3. Armarea zonelor elastice de capăt are rolul principal de a prelua, împreună cu contribuția la forfecare a betonului v_c, forța tăietoare maximă asociată suprarezistenței zonei mijlocii.
4. O atenție deosebită trebuie acordată armăturii transversale în zona de îndoire a armăturii principale. Aceasta trebuie calculată astfel încât, atunci când atinge limita de curgere f_y, să fie capabilă să preia cel puțin de 1,2 ori forța dezvoltată în zona de îndoire, de către armătura principală care atinge un efort unitar de $\lambda_o f_y$. Trebuie asigurat faptul că etrierii verticali speciali leagă corect locurile de îndoire (v. fig. 4.98).
5. Grinda trebuie să fie suficient de lată pentru a putea cuprinde barele diagonale, care se încrucișează la mijloc.

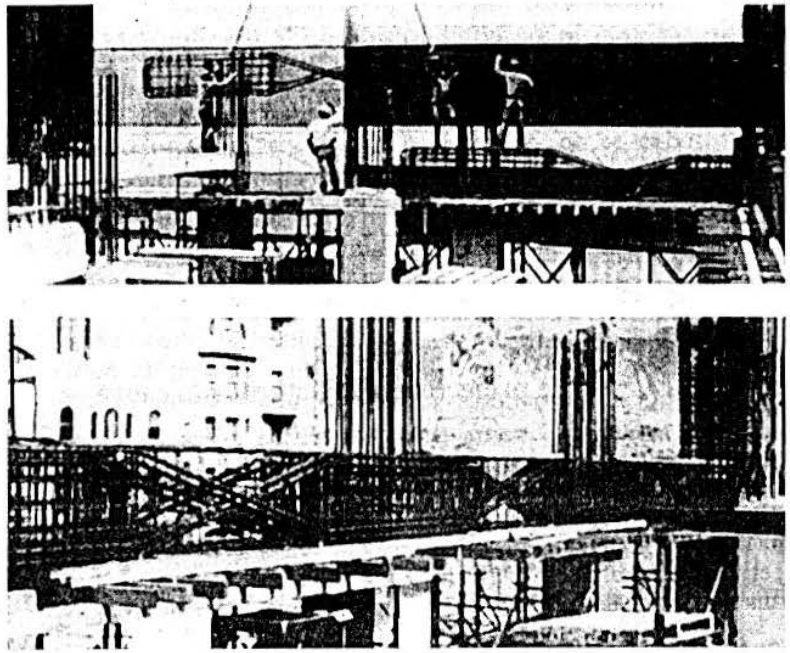


Fig. 4.100. Execuția grinzilor de parapet armate diagonal.

Această soluție s-a dovedit oportună și în cazul construcției unor clădiri cu cadre de fațadă din elemente structurale prefabricate din beton. În această situație s-au folosit elemente în formă de cruce cu racorduri pentru montajul pe șantier atât la mijlocul grinzii de parapet, cât și la jumătatea înălțimii stâlpilor. Barele diagonale din grinzi au fost sudate pe plăci de oțel, iar acestea au fost legate între ele cu bolțuri, care aveau de transmis numai forțe tăietoare. Întrucât stâlpii sunt mult mai lați decât grinzile, acestea au fost asamblate la baza stâlpului, ceea ce a condus la formarea unor elemente cu forma T [P14].

4.9.4. Comportarea grinzilor la încercări

Un element experimental, reprezentând jumătate dintr-o grindă de parapet, a prezentat o comportare excepțională la încercare [P16, P17]. Curbele de histerezis sunt reprezentate în fig. 4.101. Avariile ușoare ale grinzii au fost consecința deformării plastice a armăturii transversale, marcate cu (X) în figură. Zonele elastice de capăt s-au comportat conform ipotezelor acceptate. Barele diagonale de armătură s-au deformat plastic pe toată lungimea. Grinda a suportat până la sfârșitul încercării 116 % din efortul capabil, calculat cu rezistența măsurată, cu o ductilitate de deplasare de μ_Δ=18.

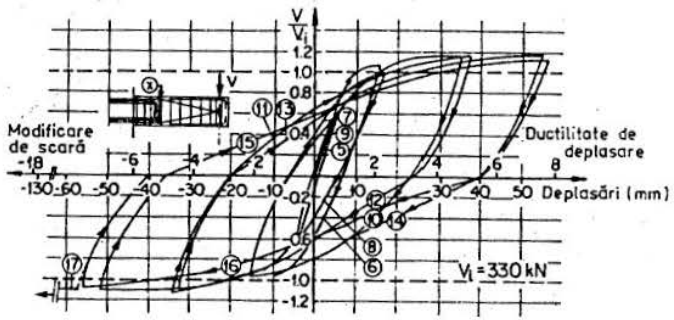


Fig. 4.101. Comportarea histeretică a unei grinzi de parapet armate diagonal.

4.10. Etapele de proiectare a structurilor în cadre

Fig. 1.7 prezintă o trecere generală în revistă a etapelor de proiectare a structurilor, conform metodei proiectării capacității de rezistență. Capitolul de față prezintă un rezumat al procesului de proiectare a cadrelor. S-a renunțat la repetarea încă o dată a ecuațiilor utilizate. De asemenea, detaliile etapelor de calcul trebuie căutate în capitolele respective. Îndrumările care urmează se limitează la enumerarea etapelor logice de calcul ale unui cadru complet ductil, solicitat predominant de acțiuni seismice. Exemplul de calcul din subcapitolul 4.11 respectă aceste etape.

Etapa 1. Anteproiectarea

Această etapă decide posibilitatea asigurării siguranței antiseismice dorite și nivelul costurilor necesare pentru aceasta și nu poate fi lăsată la voia întâmplării. În

primul rând, în cazul unui risc seismic ridicat, este obligatorie prezența unui inginer, pentru proiectarea antiseismică corectă.

1. Sistemul structural va fi conceput astfel încât să prezinte simetrie conform celor arătate în subcapitolul 1.6.3, iar rigiditatea elementelor structurale pentru forțele orizontale va fi distribuită în mod corespunzător (v. 1.6.3,a). Variația rigidității în elevație va fi, pe cât posibil, constantă (v. 1.6.3,b).
2. La alegerea dimensiunilor grinzilor și stâlpilor vor fi respectate regulile uzuale. Subcapitolele 1.6.3,a ... c prezintă condițiile specifice și valori orientative în acest sens, pentru condițiile specifice seismicității.

Etapa 2. Proiectarea planșeelor

Planșeele vor fi proiectate în mod obișnuit pentru încărcările gravitaționale (v. subcapitolul 4.41). În cazul unor goluri mari și al unor secțiuni puternic întrerupte în plan se va verifica dacă efectul de șaibă a planșeelor poate fi asigurat (v. 1.6.3,a).

Etapa 3. Stabilirea forțelor seismice echivalente

Forțele orizontale statice echivalente vor fi stabilite conform capitolului 2, respectiv în conformitate cu documentele normative, și vor fi distribuite pe înălțimea clădirii. Pentru aceasta va fi aleasă o ductilitate de deplasare μ_Δ (v. subcapitolul 2.2.7)

Etapa 4. Luarea în considerare a efectului de torsiune

Pentru luarea în considerare a torsiunii în sistemul de cadre vor fi determinate la nevoie excentricitatea statică și excentricitatea de calcul pentru toate etajele, pe direcția ambelor axe principale ale sistemului în plan (v. 4.2.5,h).

Pentru a stabili dacă metoda forțelor seismice echivalente poate fi aplicată, se va controla uniformitatea structurii în cadre în plan și în elevație conform subcapitolului 4.2.6.

Etapa 5. Determinarea eforturilor secționale pe sistemul elastic

1. Eforturile secționale datorate forțelor seismice echivalente orizontale pot fi stabilite conform subcapitolului 4.2.5 sau cu ajutorul unui alt procedeu adecvat (calculul tridimensional sau bidimensional modificat al cadrelor). Eforturile secționale pentru încărcările gravitaționale pot fi determinate simplu și cu o precizie suficient de mare prin calculul pe fiecare nivel separat (4.3.1). Eforturile vor fi stabilite separat pe sistemul elastic (ipotezele privind rigiditatea secțională conform 4.1.2; pentru combinațiile de eforturi – v. 1.3.3).
2. Eforturilor din încărcările gravitaționale le vor fi suprapuse cele seismice $M_E^{\rightarrow}$, respectiv $M_E^{\leftarrow}$ (v. 1.3.3).

Etapa 6. Redistribuirea momentelor în grinzi

Conform 4.3.2, momentele din grinzi pot fi redistribuite cu scopul de a obține momente aproximativ egale la capetele grinzilor (în zonele articulațiilor plastice) pentru ambele direcții ale cutremurului și, conform 3.3.1, de a utiliza cel puțin la jumătate momentele capabile pozitive $\left(M_i^+ \geq 0{,}5\left|M_i^-\right|\right)$.

Etapa 7. Compensarea efectului P–Δ

După dimensionarea grinzilor poate fi estimată mărimea efortului capabil disponibil pentru preluarea efectului P-Δ (4.6.5) corespunzător acțiunii seismice. Cu deplasarea relativă de nivel generată de forțele seismice echivalente, calculate pe cadrul elastic, cât și cu ajutorul coeficientului ales de ductilitate, putem determina din ecuația (4.81) influența efectului P-Δ. Pentru $Q^* \geq 0{,}15$ rezistențele grinzilor vor fi eventual mărite pentru a satisface ecuația (4.81).

Dacă dimensiunile finale diferă mult de cele utilizate la calculul inițial, va trebui să stabilim încă o dată deplasările relative orizontale cu valorile noi ale secțiunii.

Etapa 8. Dimensionarea la încovoiere a grinzilor

Dimensionarea la încovoiere a grinzilor poate fi împărțită în următoarele etape:

1. Armătura longitudinală a grinzii se alege conform subcapitolului 3.3.1, ecuației (3.19) și ecuației (3.22) sau unei alte ecuații uzuale de dimensionare. La alegerea diametrelor barelor vor fi respectate condițiile de aderență prezentate în subcapitolul 4.7.4,g.
2. Coeficienții maxim și minim de armare ρ_{max} și ρ_{min} trebuie verificați [ecuațiile (4.46) și (4.47)].
3. Armăturile din zona activă întinsă a aripii secțiunii în T se stabilesc conform subcapitolului 4.4.2.

Etapa 9. Determinarea suprarezistenței la încovoiere a articulațiilor plastice din grinzi

Se stabilește poziția articulațiilor plastice și suprarezistența la încovoiere pentru ambele direcții de efort [ecuația (3.24)].

Etapa 10. Stabilirea coeficienților de suprarezistență a grinzilor în dreptul stâlpilor

Coeficienții de suprarezistență în dreptul fiecărui stâlp $\Phi_o^{\rightarrow}$ și $\Phi_o^{\leftarrow}$ se calculează cu ajutorul ecuației (4.50). În cazul cadrelor predominate seismic se stabilesc coeficienții de suprarezistență de etaj $\psi_o^{\rightarrow}$ și $\psi_o^{\leftarrow}$ și se verifică prin $\psi_{o,ideal}$ (v. 1.3.4,c).

Etapa 11. Stabilirea forțelor tăietoare de dimensionare ale grinzilor

Forțele tăietoare de calcul la suprarezistență, pentru ambele direcții ale efortului, se stabilesc conform subcapitolului 4.4.3 și ecuațiilor (4.51) – (4.54).

Etapa 12. Dimensionarea armăturii transversale a grinzilor

Calculul grinzilor la forțe tăietoare poate fi împărțit în următoarele etape:

1. Efortul unitar maxim de forfecare în zonele articulațiilor plastice se determină cu ecuația (3.35): se va verifica $\nu_i \leq 0{,}9\sqrt{f_c'}$, f_c' în N/mm^2.
2. Cu ajutorul ecuației (3.47) se va verifica dacă în zonele articulațiilor plastice este necesară o armare diagonală:

$\nu_i \geq 0{,}3(2+r)\sqrt{f_c'}$, f_c' în N/mm^2, v. 4.4.3,b.

Dacă această armare diagonală este necesară, ea va fi dimensionată conform ecuațiilor (3.44), (3.48) și (3.50).

3. Pentru armarea cu etrieri a zonelor articulațiilor plastice avem, conform ecuației (3.41), ν_c=0, iar diametrul necesar va fi ales conform ecuației (3.44).
4. Armarea transversală între zonele articulațiilor plastice se va stabili conform subcapitolului 3.3.3, în special a ecuațiilor (3.44) și (3.47). Armarea transversală minimă rezultă din cadrul de proiectare considerat (3.3.3,a.6).

Etapa 13. Alcătuirea constructivă a grinzilor

1. Întreruperea și ancorarea armăturii longitudinale va trebui să satisfacă condițiile enumerate în subcapitolele 3.4.2 și 3.4.3.
2. Îmbinările armăturii longitudinale vor fi prevăzute în afara zonelor articulațiilor plastice, iar armarea transversală va fi stabilită conform subcapitolului 3.4.4.
3. Armarea cu etrieri trebuie să îndeplinească cerințele privind stabilizarea armăturii longitudinale în zonele articulațiilor plastice conform subcapitolului 4.4.5 și ecuației (4.55).
4. Distanța maximă între etrieri va fi stabilită conform 3.3.3,a.7. În zonele articulațiilor plastice ea este egală cu $6d_b$.

Etapa 14. Stabilirea eforturilor secționale de calcul în stâlpi

Procedeul prezentat în 4.5.8 este aici încă o dată enunțat pe scurt:

1. Stabilirea forțelor axiale de calcul conform subcapitolului 4.5.5: forța axială maximă $P_{o,E}$ datorată efortului seismic (suprarezistenței grinzii) și din încărcările gravitaționale se determină conform ecuației (4.62). La aceasta se folosește coeficientul de reducere R_v care depinde, la rândul său, de coeficientul de amplificare pentru momentele ω (v. 4.5.4), deoarece nu toate articulațiile plastice dezvoltă simultan suprarezistența.

   La stâlpii exteriori este, în mod frecvent, hotărâtor cazul încărcării cu forța axială minimă.
2. Precizarea forțelor tăietoare de calcul conform subcapitolului 4.5.7: va fi stabilită forța tăietoare de calcul pentru forța axială minimă și maximă conform ecuației (4.69) sau (4.71).
3. Precizarea momentelor de calcul conform subcapitolului 4.5.6: momentele se stabilesc conform ecuației (4.65), luându-se în considerație influențele formelor proprii cu coeficientul ω [ecuațiile (4.59) și (4.60)]. Întrucât unele articulații plastice, care prezintă în urma cutremurului o forță axială de întindere, pot fi acceptate, este posibilă o diminuare cu coeficientul R_m în funcție de ω și de intensitatea forței axiale (valoare adimensională) $P_u/f_c'A_g$. Vor fi însă respectate limitările prezentate în capitolul 4.5.6,b.

Etapa 15. Dimensionarea armăturilor longitudinale ale stâlpilor

Cu ajutorul diagramelor de interacțiune M–N de tipul celor din fig. 4.115 se stabilește armarea necesară pentru combinațiile de eforturi secționale calculate. Alegerea diametrelor și numărului barelor depinde și de dimensiunile nodurilor (v. 4.7.3,g și h).

Etapa 16. Calculul armăturii transversale a stâlpilor

Întâi trebuie precizată lungimea diferitelor zone conform subcapitolului 4.5.10,a. Apoi este necesară satisfacerea cerințelor privind rezistența la forfecare, confinarea betonului, stabilizarea armăturii verticale și a celei transversale în zonele de îmbinare a acestora.

a) Zonele articulațiilor plastice

1. Efortul unitar nominal de forfecare se determină cu ecuația (3.33) și se compară cu valoarea limită conform ecuației (3.35).
2. În funcție de gradul de armare longitudinală și de efortul unitar axial se determină cu ecuațiile (3.37) și (3.41) contribuția betonului v_c la rezistența la forfecare.
3. Armarea transversală necesară se determină conform ecuației (3.44). Vor fi respectate distanțele maxime admisibile între etrieri conform capitolului 3.3.3,d.7.
4. Armarea de confinare necesară se stabilește conform subcapitolului 4.5.10,c.1 cu ecuațiile (3.25) – (3.29). Vor fi respectate distanțele indicate în același capitol.
5. Vor fi respectate cerințele privind stabilizarea armăturii verticale conform subcapitolului 4.5.10,a.1.

b) Alte zone

1. Efortul unitar nominal de forfecare va fi determinat conform ecuației (3.33) și va fi comparat cu valoarea limită conform ecuației (3.34).
2. Contribuția betonului la rezistența la forfecare v_c va fi determinată cu ecuațiile (3.37) – (3.39) în funcție de gradul de armare longitudinală și de forța axială.
3. Armătura transversală necesară se determină cu ecuația (3.44), respectând cerințele minime din normele uzuale. Distanțele maxime admisibile între etrieri prezentate în capitolul 3.3.3,a.7 vor fi respectate.
4. Armătura de confinare necesară în zonele de capăt reprezintă, conform subcapitolului 4.5.10,c.3, jumătate din cea din zonele articulațiilor plastice [ecuațiile (3.25) – (3.29)].

   În restul zonelor se aplică regulile uzuale (4.5.10,c.4).
5. Vor fi respectate cerințele de armare pantru stabilizarea armăturii verticale conform subcapitolului 4.5.10,d.
6. Armătura transversală din zonele îmbinărilor va fi stabilită conform 3.4.4.

Etapa 17. Calculul nodurilor de cadre

Proiectarea nodurilor se poate desfășura în felul următor:

1. Determinarea eforturilor secționale din noduri: forța axială din stâlpi P_u [de obicei $P_{u,min}$ este hotărâtor, v. ecuația (1.9) și ecuația (4.62)], suma suprarezistenței grinzilor învecinate ΣM_o și V_{col}.
2. Stabilirea forței tăietoare orizontale a nodului V_{jh} din totalul forței de întindere a armăturii transversale a grinzilor adiacente și V_{col} conform ecuației (4.85), respectiv (4.134). Aceste forțe se bazează pe suprarezistența grinzilor. Limita de deformație plastică este, în majoritatea cazurilor, depășită în armătura de încovoiere (noduri inelastice conform 4.7.4,c și 4.7.8). Eforturile unitare din armătură pot rămâne însă și sub limita de plastificare (noduri elastice conform 4.7.4,b și 4.7.8), atunci când articulațiile plastice sunt distanțate de nod.
3. În continuare, cu ajutorul dimensiunilor utile ale nodului b_j și h_j (fig. 4.63), se calculează efortul unitar nominal orizontal de forfecare a nodului v_{jh}. Acesta trebuie să rămână mai mic decât limita superioară de efort unitar de forfecare conform ecuației (4.101).
4. Forța tăietoare verticală din nod se calculează cu ecuația (4.98).
5. Cu ajutorul ecuațiilor (4.101) și (4.102) obținem contribuțiile diagonalelor comprimate de beton V_{ch} și V_{cv}.
6. Armarea transversală orizontală și verticală a nodului se stabilește conform ecuațiilor (4.98), (4.100) cât și (4.116) și (4.117). La nodurile exterioare cu prelungiri în consolă ale grinzilor se aplică ecuația (4.236), iar la nodurile lipsite de acestea poate fi aplicată ecuația (4.113).
7. Ancorarea armăturii grinzii se verifică conform subcapitolului 3.4.4.

4.11. Exemplu de calcul pentru un cadru

4.11.1. Descrierea structurii

Structura în cadre spațiale pentru o clădire cu opt niveluri destinată pentru birouri va fi proiectată pentru încărcările gravitaționale și acțiunile seismice. În cele ce urmează vor fi parcurse etapele de proiectare descrise în 4.10, cu trimitere la capitolele, ecuațiile și figurile respective, și vor fi enunțate unele indicații speciale. În scopul scurtării și al ușurinței de urmărire au fost făcute unele simplificări.

Secțiunea în plan a structurii și elevația sistemului de cadre ales sunt prezentate în fig. 4.102. O pergolă cu două niveluri, amplasată excentric, conduce la necesitatea luării în considerație a torsiunii. Sunt neglijate golurile pentru ascensoare și pereții nestructurali, astfel că în rest poate fi aplicată simetria. Figura prezintă dimensiunile rezultate din anteproiectare (Etapa 1 în 4.10), utilizate pentru calculul mai precis al sistemului de cadre.

Întrucât scopul propriu-zis al exemplului este acela de a calcula structura la acțiunile seismice, dimensionarea planșeelor la încărcările gravitaționale (Etapa 2 în 4.10) nu este prezentată.

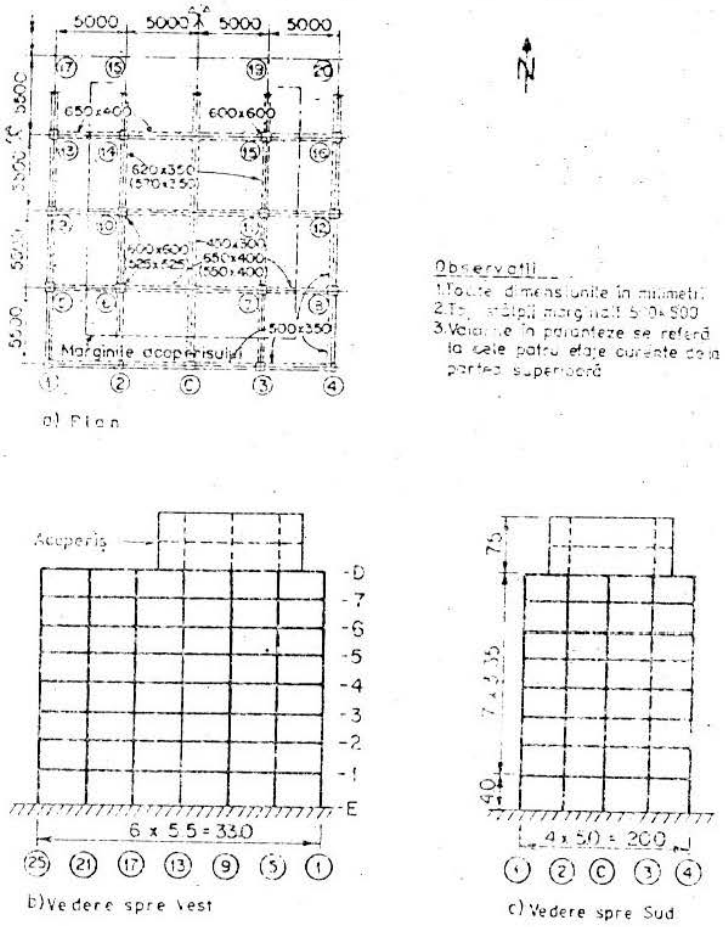


Fig. 4.102. Sistemul în cadre cu opt niveluri din exemplul de proiectare.

Acolo unde a fost necesar, au fost prezentate şi unele instrucţiuni de proiectare, de tipul celor utilizate cu precădere în ţările anglofone. Bineînţeles că se pot utiliza şi alte mijloace ajutătoare verificate.

Exemplul se limitează la expunerea calculului unei grinzi de margine, a unei grinzi interioare, cât şi a stâlpilor exteriori şi interiori tipici, cu nodurile aferente.

4.11.2. Valorile de calcul ale materialelor

Rezistenţa betonului : $f_c' = 30$ N/mm^2

Limitele de deformare plastică şi coeficienţii de suprarezistenţă ai oţelului de armătură:

– armarea longitudinală a grinzilor (D): f_y=275 N/mm^2, λ_o=1,25;
– etrieri şi bare de legătură (R): f_y=275 N/mm^2, λ_o =1,25;
– armarea verticală a stâlpilor (HD): f_y=380 N/mm^2, λ_o =1,40.

4.11.3. Acţiuni

1. Încărcarea de durată şi încărcarea utilă pe planşee

Planşeu de beton 129 mm · 24 kN/m^3 = 2,88 kN/m^2
Pardoseală, pereţi despărţitori, instalaţii = 1,20 kN/m^2
Total încărcări de durată D = 4,08 kN/m^2
Încărcarea utilă pe toate planşeele şi acoperişul L =2,50 kN/m^2

2. Parapet, faţadă, ferestre etc. pe grinzile de margine

(acţionează deasupra înălţimii etajului de 3,35 m) D = 0,50 kN/m^2

3. Structura acoperişului

Prin structura acoperişului, cei şase stâlpi aflaţi dedesubt sunt solicitaţi fiecare la o încărcare de durată de 300 kN şi o încărcare utilă de 100 kN.

4. Acţiunile seismice

Pornind de la perioada proprie de oscilaţie pe ambele direcţii principale s-a stabilit conform normei neozeelandeze [X8] produsul coeficienţilor pentru forţa seismică echivalentă orizontală $C_\mu RZ$=0,09 (v. 2.3.3).

Ca masă utilă s-a considerat în fiecare etaj de 1,1 ori încărcarea de durată. Conform [X8] se vor aplica 10 % din forţa seismică echivalentă la nivelul acoperişului, restul de 90 % se distribuie aproximativ linear de la acoperiş spre secţiunea de încastrare în teren, scăzând până aproape de zero (v. 2.3.3, 2.2.8 şi fig. 2.35). Masa structurii de acoperiş se include în planşeul de acoperiş (*D* în fig. 4.102,*b*).

4.11.4. Rigidităţile la încovoiere ale barelor

Conform regulilor prezentate în subcapitolul 4.1.2 se adoptă următoarele ipoteze privind rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale în stare fisurată:

– grinzi $I_e = 0,5\ I_g$;
– stâlpi exteriori $I_e = 0,8\ I_g$;
– stâlpi interiori $I_e = 1,0\ I_g$.

În exemplul de față sunt discutate numai elementele structurale din zona celor patru niveluri inferioare. Toate dimensiunile sunt date în milimetri. Calculul se efectuează cu rigidități relative $k = I_c/l$ (v. subcapitolul 4.2.5,b).

a) Cadrele pe direcția est-vest

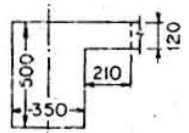
Stâlpul (1): $k_c = 0{,}8(500^4/12)/3350 = 1{,}24 \cdot 10^6$ mm^3

Stâlpii (2), (C), (5): k_c = [ca stâlpul (1)]= $1{,}24 \cdot 10^6$ mm^3

Stâlpul (6): $k_c = 1{,}0(600^4/12)/3350 = 3{,}22 \cdot 10^6$ mm^3

Grinzile 1-2, 2-C, etc.:

Lățimea aripii laterale poate fi stabilită în felul următor, conform 4.1.2 și [X3].



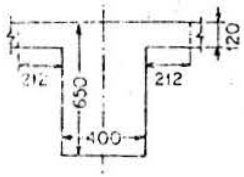
De unde avem: 0,5 · 417	= 210 mm
Cu $b/b_w = (350 + 210)/350$	= 1,60
și $t/h = 120/500$	= 0,24

din fig. 4.103 obținem $f \approx 1{,}2$ și, cu aceasta:

$k = 0{,}5(1{,}2 \cdot 350 \cdot 500^3/12)/5000 = 0{,}44 \cdot 10^6$ mm^3.

Grinzile 5-6, 7-8, etc.:

Lățimea totală a aripilor laterale este conform 4.1.2 egală cu:



$l/4 - b_w = 5000/4 - 400$	= 850 mm
a) $2 \cdot 8t = 16 \cdot 120$	= 1920 mm
b) $l_n = 5500 - 400$	= 5100 mm
De unde avem: 0,5 · 850	= 425 mm
Cu $b/b_w = (400+425)/400$	= 2,06
și $t/h = 120/650$	= 0,18

din fig. 4.103 obținem $f \approx 1{,}3$ și, cu aceasta:

$k = 0{,}5(1{,}3 \cdot 400 \cdot 650^3/12)/5000 = 1{,}19 \cdot 10^6$ mm^3.

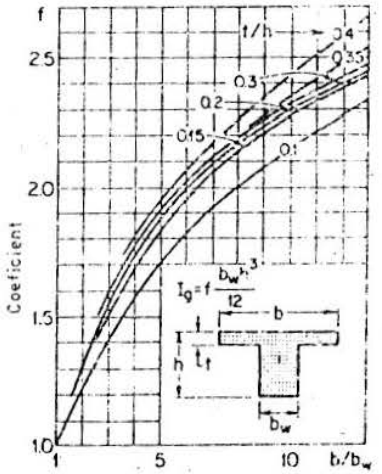


Fig. 4.103. Coeficientul f pentru determinarea momentului de inerție al secțiunilor T.

Grinzile 6-7 etc.:

Cu aceeași secțiune ca la grinda 5-6, lățimea totală a aripii laterale este conform 4.1.2, egală cu:

10000/4 – 400	= 2100 mm
a) 16 · 120	= 1920 mm
b) 5500 – 400	= 5100 mm
De unde: 0,5 · 1920	= 960 mm

Cu $b/b_w = (400+960)/400 = 3{,}40$ și $t/h = 120/650 = 0{,}18$ obținem $f \approx 1{,}60$ și, cu aceasta

$k = 0{,}5 \cdot (1{,}6 \cdot 400 \cdot 650^3/12)/10000 = 0{,}73 \cdot 10^6$ mm^3.

b) Cadrele pe direcția nord-sud

Stâlpii (1), (2), (C), (5) etc. (ca est-vest): $k_c = 1{,}24 \cdot 10^6$ mm^3

Stâlpul (6) (ca est-vest): $k_c = 3{,}22 \cdot 10^6$ mm^3

Grinzile de margine 1-5, 5-9 etc.:

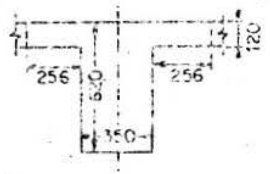
Prin similitudine cu grinzile 1-2 rezultă o lățime a aripii laterale de:

$0{,}5 \times 5500/12 = 230$ mm, și

$k \approx 0{,}44 \cdot 10^6 \cdot 5{,}0/5{,}5 = 0{,}40 \cdot 10^6$ mm

Grinzile 2-6, 6-10 etc.:

Lățimea totală a aripilor laterale:



5500/4–350	=	1025 mm
a) 16 · 120	=	1920 mm
b) 0,5 · 4650	=	2325 mm
De unde avem: 0,5 · 1250	=	513 mm
Cu $b/b_w = (350 + 513)/350$	=	2,5
și $t/h = 120/620$	=	0,19

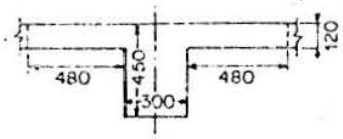
obținem $f \approx 1{,}4$ și, cu aceasta:

$k = 0{,}5(1{,}4 \cdot 350 \cdot 620^3/12)/5500 =$

$= 0{,}88 \cdot 10^6$ mm^3

Grinzile secundare din dreptul stâlpului (C):

Grinzile secundare care pornesc de la stâlpul (C) sunt idealizate pentru simplificarea calculului rigidității la eforturile din forțele orizontale:



Deschiderea	≈	11,0 m
Lățimea totală a aripilor laterale:		
0,5(16 · 120)	=	960 mm
Cu $b/b_w = (300+960)/300$	=	4,2
și $t/h = 120/450$	=	0,27

obținem $f \approx 1{,}8$ și, cu aceasta:

$k = 0{,}5(1{,}8 \cdot 300 \cdot 450^3/12)/1100 =$

$= 0{,}19 \cdot 10^6$ mm^3.

4.11.5. Eforturi secționale din încărcările gravitaționale

Suprafețele utile ale fiecărui etaj se determină conform modelului din fig. 4.1. Următoarele mărimi, conform tabelului din fig. 4.104, sunt utilizate pentru stabilirea momentelor:

FEM : momentul de încastrare perfectă;
SSM: momentul maxim al barei rezemate;
C_1, C_2 : coeficienți ai momentelor.

μ	C_1	C_2
0	9,60	6,00
0,1	9,63	6,02
0,2	9,67	6,09
0,3	9,75	6,21
0,4	9,91	6,36
0,5	10,08	6,55
0,6	10,34	6,76
0,7	10,61	7,01
0,8	11,00	7,30
0,9	11,42	7,64
1,0	12,00	8,00

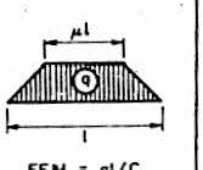
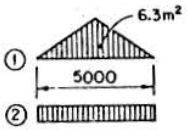


Fig. 4.104. Coeficienți ai momentelor C_1 și C_2.

a) Grinzile de margine 1-2, 2-C etc.

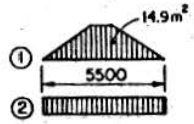
Suprafața utilă este egală cu $A=5,0^2/4=6,3$ m², adică mai puțin de 20 m². Conform subcapitolului 1.3.2,b [ecuația (1.3)] încărcarea utilă nu poate fi deci micșorată (α=1,0).



(1) Încărcare de durată pe planșeu:
$D = 6,3 \cdot 4,08$ = 25,7 kN
Încărcare utilă pe planșeu:
$L = 6,3 \cdot 2,50$ = 15,8 kN
(2) Greutatea proprie a grinzilor de margine:
$0,35(0,5 - 0,06)24$ = 3,70 kN/m
Încărcare de durată parapet etc.
$0,5 \cdot 3,35$ = 1,68 kN/m
Încărcarea de durată totală = 5,38 kN/m
per deschidere $D = 5,38 \cdot 5,0$ = 26,90 kN

Nr.	Încărcare kN	*FEM* kNm	*SSM* kNm
(1)	$D = 25,7$	$\rightarrow \cdot 5,0/9,6 = 13,4$	$\rightarrow \cdot 5,0/6 = 21,4$
(2)	$D = 26,9$	$\rightarrow \cdot 5,0/12 = 11,2$	$\rightarrow \cdot 5,0/8 = 16,8$
	$\Sigma = 52,6$	$\Sigma = 24,6$	$\Sigma = 38,2$
(1)	$L = 15,8$	$\rightarrow \cdot 5,0/9,6 = 8,2$	$\rightarrow \cdot 5,0/6 = 13,2$

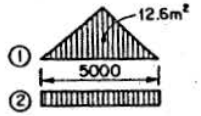
b) Grinzi secundare în dreptul stâlpului (C)



$A = 14,9$ m² < 20 m² → α = 1,0
(1) $D = 14,9 \cdot 4,08$ = 60,8 kN
$L = 14,9 \cdot 2,50$ = 37,3 kN
(2) Greutate proprie grindă:
$D = 0,3(0,45 - 0,12)24 \cdot 5,5$ = 13,1 kN
Pentru fig. 4.104: $\mu = (5,5 - 5)/5,5 = 0,1$

Nr.	Încărcare kN	*FEM* kNm	*SSM* kNm
(1)	$D = 60,8$	$\rightarrow \cdot 5,5/9,63 = 34,7$	$\rightarrow \cdot 5,5/6,02 = 55,5$
(2)	$D = 13,1$	$\rightarrow \cdot 5,5/12 = 6,0$	$\rightarrow \cdot 5,5/8 = 9,0$
	$\Sigma = 73,9$	$\Sigma = 40,7$	$\Sigma = 64,5$
(1)	$L = 37,3$	$\rightarrow \cdot 5,5/9,63 = 21,3$	$\rightarrow \cdot 5,5/6 = 34,1$

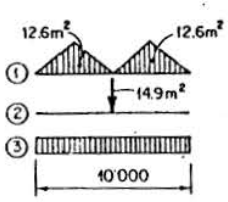
c) Grinzile 5-6



$A = 2 \cdot 6,3 = 12,6$ m² < 20 m²
→ α = 1.0
(1) $D = 12,6 \cdot 4,08$ = 51,4 kN
$L = 12,6 \cdot 2,50$ = 31,5 kN
(2) Greutate proprie grindă:
$D = 0,4(0,65 - 0,12)24 \cdot 5,0$ = 25,4 kN

Nr.	Încărcare kN	*FEM* kNm	*SSM* kNm
(1)	$D = 51,4$	$\rightarrow \cdot 5,0/9,6 = 26,8$	$\rightarrow \cdot 5,0/6 = 42,8$
(2)	$D = 25,4$	$\rightarrow \cdot 5,0/12 = 10,6$	$\rightarrow \cdot 5,0/8 = 15,9$
	$\Sigma = 76,8$	$\Sigma = 37,6$	$\Sigma = 58,7$
(1)	$L = 31,5$	$\rightarrow \cdot 5,0/9,6 = 16,4$	$\rightarrow \cdot 5,0/6 = 26,3$

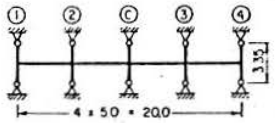
d) Grinzile 6-7



$A = 2 \cdot 12,6 + 14,9 = 40,1 > 20$ m²
→ $\alpha = 0,3 + 3/\sqrt{40,1}$ = 0,77
$L = 0,77 \cdot 2,5$ = 1,93 kN/m²
(1) $D = 2 \cdot 12,6 \cdot 4,08$ = 102,8 kN
$L = 2 \cdot 12,6 \cdot 1,93$ = 48,6 kN
(2) Grindă secundară $D = 60,8 + 13,1$
= 73,9 kN
$L = 0,77 \cdot 37,3$ = 28,7 kN
$D = 2 \cdot 25,4$ = 50,8 kN

Nr.	Încărcare kN	*FEM* kNm	*SSM* kNm
(1)	$D = 102,8$	$\rightarrow \cdot 10,0/11,3 = 91,0$	$\rightarrow \cdot 10,0/8 = 128,5$
(2)	$D = 73,9$	$\rightarrow \cdot 10,0/8 = 92,4$	$\rightarrow \cdot 10,0/4 = 184,8$
(3)	$D = 50,8$	$\rightarrow \cdot 10,0/12 = 42,3$	$\rightarrow \cdot 10,0/8 = 63,5$
	$\Sigma = 227,5$	$\Sigma = 225,7$	$\Sigma = 376,8$
(1)	$L = 48,6$	$\rightarrow \cdot 10,0/11,3 = 43,0$	$\rightarrow \cdot 10,0/8 = 60,8$
(2)	$L = 28,7$	$\rightarrow \cdot 10,0/8 = 35,9$	$\rightarrow \cdot 10,0/4 = 71,8$
	$\Sigma = 77,3$	$\Sigma = 78,9$	$\Sigma = 132,6$

e) Porțiune de cadru 1-2-C-3-4



Presupunem că punctele de inflexiune ale deformatelor stâlpilor se află la jumătatea înălțimii acestora. Din motive de simetrie, grinda (C) este perfect încastrată. Rigiditățile absolute la încovoiere pentru stâlpi și grinzi sunt astfel egale cu $6k_c$, respectiv $4k_b$, unde valorile k vor fi luate din subcapitolul 4.11.4. Coeficienții de distribuție sunt:

Nodul (1)			Nodul (2)	
Stâlpul (1)	$6 \cdot 1,24 =$	$7,44 \rightarrow 0,447$	Stâlpul (2)	$7,44 \rightarrow 0,404$
Grinda	$4 \cdot 0,44 =$	$1,76 \rightarrow 0,106$	Grinda	$1,76 \rightarrow 0,096$
Stâlpul (1)	$=$	$7,44 \rightarrow 0,447$		
	$\Sigma =$	$16,64 \rightarrow 1,000$	$2 \cdot \Sigma =$	$18,4 \rightarrow 1,00$

Momentele de încastrare perfectă pentru combinarea acțiunilor $1,4M_D+1,7M_L$ din tabelul de mai jos au fost calculate cu ajutorul rezultatelor din 4.11.5,a. Combinația $M_D+1,3M_L$ se stabilește pe baza raportului momentelor de încastrare perfectă din cazurile de încărcare $(M_D+1,3M_L)/(1,4M_D+1,7M_L)$:

$FEM\,(1,4M_D+1,7M_L) = 1,4 \cdot 24,6 + 1.7 \cdot 8,2 = 48,4$ kNm

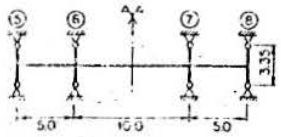
$FEM\,(M_D+1,3M_L) = 24,6 + 1,3 \cdot 8,2 = 35,3$ kNm

Cu aceasta, raportul momentelor de încastrare perfectă este egal cu $35,3/48,4 = 0,73$, cu care, aplicând momentele rezultate pentru primul caz de încărcare, putem obține o aproximare bună pentru cel de al doilea caz:

Egalarea momentelor [kNm]:

Combinarea acțiunilor	(1) 0,447	*1–2* 0,106		*2–1* 0,096	(2) 0,404	*2–C* 0,096	(C) –	
$1,4M_D+1,7M_L$	–	–48,4		48,4	–	–48,4	48,4	
	21,6	5,1	$\rightarrow$	2,5				
		–0,1	$\leftarrow$	–0,2	–1,0	–0,2	–0,1	
	21,6	–43,4		50,7	–1,0	–48,6	48,3	·0,73
$M_D+1,3M_L$	15,8	–31,7		37,0	–0,7	–35,5	35,3	↵

f) Porțiunea de cadru 5-6-7-8



Din motive de simetrie, rigiditățile pentru deschiderile exterioare sunt egale cu $4k$ și pentru cele interioare cu $2k$ (v. 4.11.4,a).

Coeficienții de distribuție la nodurile (5) și (6)			
Stâlpul (5)	$6 \cdot 1,24 = 7,44 \rightarrow 0,379$	Grinda *6-5*	$4 \cdot 1,19 = 4,76 \rightarrow 0,106$
Grinda	$4 \cdot 1,19 = 4,76 \rightarrow 0,242$	Stâlpul (6)	$6 \cdot 3,22 = 19,32 \rightarrow 0,430$
Stâlpul (5)	$= 7,44 \rightarrow 0,379$	Grinda *6-7*	$2 \cdot 0,73 = 1,46 \rightarrow 0,034$
		Stâlpul (6)	$= 19,32 \rightarrow 0,430$
	$\Sigma = 19,64 \rightarrow 1,000$		$\Sigma = 44,86 \rightarrow 1,000$

$FEM(1,4M_D+1,7M_L)$: grinda 5-6: $1,4 \cdot 37,4 + 1,7 \cdot 16,4 = 80,2$ kNm
grinda 6-7: $1,4 \cdot 225,7 + 1,7 \cdot 78,9 = 450,1$ kNm

$FEM(M_D+1,3M_L)$: grinda 5-6: $37,4 + 1,3 \cdot 16,4 = 55,7$ kNm
grinda 6-7: $225,7 + 1,3 \cdot 78,9 = 328,3$ kNm

Raportul momentelor de încastrare perfectă: $328,3/450,1 = 0,73$

Egalarea momentelor [kNm]:

Combinarea acțiunilor	(5) 0,379	*5–6* 0,242		*6–5* 0,106	(6) 0,430	*6–7* 0,034	
$1,4M_D+1,7M_L$	–	–80,2		80,2	–	–450,1	
		19,7	$\leftarrow$	39,2	159,1	12,6	
	22,9	14,6	$\rightarrow$	7,3			
		–0,4	$\leftarrow$	–0,8	–3,1	–0,2	
	0,1	0,1		–			
	23,0	–46,2		125,9	156,0	–437,7	·0,73
$M_D+1,3M_L$	16,8	–33,7		91,9	113,9	–319,5	↵

g) Încărcările gravitaționale pe stâlpul (5)

În mod analog, pentru stâlpul (5) rezultă cu fig. 4.1.a o suprafață utilă de 5,5 · 0,5 · 5 = 13,8 m² pe etaj. La încărcarea de durată a unui planșeu se adaugă greutatea proprie a celei mai înălțate stâlpulului de deasupra și de dedesubtul planșeului.

Diferitele componente ale încărcării de durată reprezintă:

La etajele inferioare (etajele 2 - 4)		
Placa de beton	13,8 · 4,08	= 56,3 kN
Rigiele 5-6	0,5 · 25,4(0,4 · 5,0)	= 51,2 kN
Grinzile de margine 4-5-9 (inclusiv parapetul)	5,38 · 5,0	= 26,9 kN
Stâlpul (5)	0,5 · 0,5 · 24 · 3,35	= 20,1 kN
Total		114,5 kN
Etajele superioare (etajele 5 - 7):		
Ca la etajele inferioare		114,5 kN
Reducere pentru grinzile mai mici 5-6	0,5(0,1 · 0,4 · 24 · 4,48)	= −2,2 kN
Total		112,3 kN
Planșeul de acoperiș (D):		
Ca la etajele superioare		= 112,3 kN
Reducere 50 % pentru stâlp	0,5 · 20,1	= −10,0 kN
Total		102,3 kN

Încărcarea de durată totală pe stâlpul (5) dedesubtul planșeului *2* devine:

$P_D = 102{,}3 + 3 \cdot 112{,}3 + 3 \cdot 114{,}5 = 782{,}7$ kN

Încărcarea utilă totală pe stâlpul (5) dedesubtul planșeului *2* se calculează ca:

Suprafața utilă $A = 7 \cdot 13{,}8 = 96{,}6\ m^2 > 20\ m^2$

Conform ecuației (1.3): $\alpha = 0{,}3 + 3/\sqrt{96{,}6} = 0{,}605$

$P_L = 0{,}605 \cdot 96{,}6 \cdot 2{,}5 = 146{,}1$ kN

h) Încărcări gravitaționale pe stâlpul (6)

Suprafața utilă pe fiecare planșeu: $5{,}5 \cdot 0{,}5(5{,}0 + 10{,}0) = 41{,}3\ m^2$

Diferitele componente ale încărcării de durată reprezintă:

Etajele inferioare (planșeele 2 - 4):		
Planșeul de beton	41,3 · 4,08	= 168,5 kN
Grinzile 5-6-7	(2 · 25,4/10,0)(7,5 − 0,60)	= 51,0 kN
Grinzile 2-6-10	(0,62 − 0,12)0,35 · 24 · 4,9	= 0,6
Grinzile secundare	0,5 · 13,1	= 6,5 kN
Stâlp	0,6 · 0,6 · 24(3,35 − 0,12)	= 27,9 kN
Total		258,6 kN

Etajele superioare (planșeele 5 - 7):		
Ca la etajele inferioare		= 258,6 kN
Reducere pentru grinzile 5-6-7	(0,1 · 0,4 · 24)6,9	= −6,6 kN
Reducere pentru grinzile 2-6-10	(0,05·0,35·24)5,0	= −2,1 kN
Reducere pentru stâlp	$(0{,}6^2 - 0{,}525^2)\cdot 24 \cdot 3{,}23$	= −6,5 kN
Total		243,4 kN
Planșeul de acoperiș (D):		
Ca la etajele superioare		= 243,4 kN
Reducere de 50 % din stâlp	0,5(27,9 − 6,5)	= −10,7 kN
Din structura acoperișului (ambele planșee luate împreună)		= 300,0 kN
Total		532,7 kN

Încărcarea totală de durată pe stâlpul (6) dedesubtul planșeului *2*:

$P_D = 532{,}7 + 3 \cdot 258{,}6 + 3 \cdot 243{,}4 = 2039$ kN

Încărcarea utilă se calculează ca (structura acoperișului A=40 m²):

Suprafața utilă $A = 2 \cdot 40 + 7 \cdot 41{,}3 = 369\ m^2$

conform ecuației (2.3): $\alpha = 0{,}3 + 3/\sqrt{369} = 0{,}456$

$P_L = 0{,}456(100 + 7 \cdot 41{,}3 \cdot 2{,}5) = 375$ kN

4.11.6. Eforturi secționale din acțiuni seismice

Etapa 3. Stabilirea forțelor seismice echivalente

a) Greutățile maselor planșeelor inferioare (planșeele 2-4)

Planșeul, inclusiv pardoseala	20,0 · 33,0 · 4,08	= 2693 kN
Grinda de margine, inclusiv parapetul etc.	2·6·5,0·5,38 + 2·4·4,5·5,3	= 516 kN
Grinzi interioare est-vest	5 · 4 · 25,4	= 508 kN
Grinzi interioare nord-sud	2 · 6 · 20,6	= 247 kN
Grinzi secundare nord-sud	6 · 13,1	= 79 kN
Stâlpi exteriori	20 · 20,1	= 402 kN
Stâlpi interiori	10 · 27,9	= 279 kN
Total		4724 kN

b) Greutăți ale maselor din încărcările de durată ale planșeelor superioare (planșeele 5-7)

Ca la planșeele inferioare	= 4724 kN
Reducere pentru grinzile est-vest (2,2 + 6,6)10	= −88 kN
Reducerea pentru grinzile nord-sud 10 · 2,1	= −21 kN
Reducerea pentru stâlpii interiori 10 · 6,5	= −65 kN
Total	4550 kN

c) Greutăți ale maselor din încărcarea de durată a planșeului de acoperiș (planșeul D)

Ca planșeele superioare		= 4550 kN
Reducere din 50 % din stâlpi 0,5(20 · 20,1)+10 · 10,7		= −308 kN
Din structura acoperișului 6 · 300		= 1800 kN
Total		6042 kN

d) Greutatea efectivă a masei active pentru accelerațiile orizontale

Ipoteză: Încărcarea utilă probabilă = 10 % din încărcarea de durată [X8]

Planșeul de acoperiș 1,1 · 6042		= 6600 kN
Planșeele *5 - 7*	1,1 · 4550	= 5000 kN
Planșeele *1 - 4*	1,1 · 4724	= 5200 kN
Total $W_t = \Sigma W = 6600 + 3 \cdot 5000 + 4 \cdot 5200$		=42400 kN

e) Forța seismică echivalentă totală

$F_{tot} = C_\mu RZW_t = 0{,}09 \cdot 42400 = 3816$ kN

f) Distribuția forțelor seismice echivalente pe înălțimea structurii

Conform subcapitolului 2.3.3,a, din forța seismică echivalentă totală se aplică 10 % la nivelul acoperișului și restul de 90 % (3232 kN) se distribuie pe înălțime. Forțele seismice echivalente rezultate F_j și forțele tăietoare de etaj V_j corespunzătoare sunt indicate în tabelul din fig. 4.105 și reprezentate în fig. 4.2.

Etapa 4. Considerarea efectelor de torsiune

g) Excentricitatea statică și excentricitatea de calcul

Excentricitatea statică e_{sy} a sumei forțelor seismice echivalente aplicate deasupra nivelului considerat (forța tăietoare de etaj) scade în exemplul nostru în mod continuu de la acoperiș spre primul nivel.

Planșeu	W_j [10^3 kN]	h_j [m]	$h_j W_j$ [10^3 kNm]	$h_j W_j / (\sum h_j W_j)$ [-]	F_j [kN]	$V_j = \Sigma_j^n F_j$ [kN]
D	6,60	27,45	181,2	0,266	1295[a]	1295
7	5,00	24,10	120,5	0,177	608	1903
6	5,00	20,75	103,8	0,153	525	2428
5	5,00	17,40	87,0	0,128	440	2868
4	5,20	14,05	73,1	0,107	367	3235
3	5,20	10,70	55,6	0,082	282	3517
2	5,20	7,35	38,2	0,056	192	3709
1	5,20	4,00	20,8	0,031	107	3816
E	-	0,00	-	0,000	-	
Σ =			680,2	1,000	3816	

[a]Acoperiș: $F_8 = 382 + 0{,}266(3816 - 382) = 382 + 913 = 1295$ kN

Fig. 4.105. Distribuția forțelor seismice echivalente pe înălțimea structurii.

Forța seismică echivalentă corespunzătoare structurii de acoperiș este dispusă în mod excentric static cu 5,50 m și este egală cu

$$F = (1{,}1 \cdot 1800/6600) \cdot (1295 - 382) = 271 \text{ kN}$$

Excentricitatea statică a forțelor seismice echivalente aplicate deasupra nivelului 7 (forța tăietoare de etaj V_7) (v. fig. 4.102) este de:

$$e_{sy} = (271/1295) \cdot 5{,}50 = 1{,}15 \text{ m}$$

Pentru dimensionarea grinzilor în exemplul nostru (grinda planșeului *2*) este hotărâtoare media forțelor tăietoare de etaj V_2 și V_3:

$$V_{1,2} = 0{,}5(3709 + 3517) = 3613 \text{ kN}$$

Excentricitatea statică corespunzătoare este de:

$$e_{sy} = (271/3613) \cdot 5{,}50 = 0{,}41 \text{ m}$$

Această valoare se rotunjește la 0,45 și rezultă excentricitatea de calcul conform ecuației (4.37) cu $b \approx 33$ pentru direcția est-vest, egală cu:

$$e_{dy} = e_d = 0{,}45 + 0{,}1 \cdot 33 = 3{,}75 \text{ m}$$

pentru toți stâlpii din jumătatea sudică a secțiunii în plan din fig. 4.102.

h) Verificarea regularității sistemului de cadre

Din fig. 4.102 se observă că la sistemul din acest exemplu, neregularitățile sunt aproape neglijabile. Pentru a exemplifica aplicarea verificării descrise în subcapitolul 4.2.6, vom efectua unele considerări simplificate de valori limită. În acest scop au fost luate unele valori din Etapa 5, respectiv 4.11.6,i.

- Neregularități în elevație:

Rigidități în etajele superioare:

Stâlpul (6): $k_c = 525^4/(12 \cdot 3350) = 1{,}89 \cdot 10^6$ mm³

Grinzile *5-6*: $b/b_w = 2{,}06$, $t/h = 120/550 = 0{,}22 \rightarrow f = 1{,}57$

$k_{56} = 0{,}5 \cdot 1{,}57 \cdot 400 \cdot 550^3/(12 \cdot 5000) = 0{,}871 \cdot 10^6$ mm³

Grinzile *6-7*: $b/b_w = 3{,}40$, $t/h = 120/550 = 0{,}22 \rightarrow f = 1{,}80$

$k_{67} = 0{,}5 \cdot 1{,}80 \cdot 400 \cdot 550^3/(12 \cdot 10^4) = 0{,}499 \cdot 10^6$ mm³

Rigiditatea la forfecare a stâlpilor interiori (est-vest):

În etajele inferioare:

$$\bar{k}_c = 2(k_{56} + k_{67})/2k_c = (1{,}19 + 0{,}73)/3{,}22 = 0{,}596 \text{ [ecuația (4.13)]}$$

$$D_{ux} = \frac{\bar{k}_u}{\bar{k}_u + 2} k_c = \frac{0{,}596}{0{,}596 + 2} \cdot 3{,}22 \cdot 10^6 = 0{,}739 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \text{ [ecuația (4.17)]}$$

În etajele superioare:

$$\bar{k}_c = (0{,}871 + 0{,}499)/1{,}89 = 0{,}725$$

$$D_{ox} = \frac{0{,}725}{0{,}725 + 2} \cdot 1{,}89 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Cu aceasta, obținem pentru stâlpii interiori din etajele superioare, conform subcapitolului 4.2.6,a:

$$\frac{n\sum_j D_i}{\sum_n \sum_j D_i} \cong \frac{n \cdot D_{ox}}{(n/2)(D_{ox}+D_{ux})} = \frac{8 \cdot 0{,}503}{4(0{,}503+0{,}739)} = 0{,}810 > 0{,}6$$

Întrucât stâlpii exteriori rămân nemodificați, saltul de rigiditate este în realitate și mai mic. Din acest motiv, nu sunt necesare metode speciale de calcul.

Structura acoperișului reprezintă o discontinuitate mare, dar pentru proiectarea sistemului aflat dedesubt este considerată ca o masă rigidă.

- Neregularități în plan:

Secțiunea în plan rămâne, până la structura acoperișului, nemodificată și dublu simetrică. Centrul de greutate al structurii acoperișului, egal cu 1,1·800 kN are totuși o excentricitate de 5,5 m spre sud, față de centrul clădirii.

Utilizând valorile etajelor inferioare din paragraful *i)* putem calcula, cu ecuația (4.41), raza de inerție a unui nivel superior:

$$r_{Dy} = \sqrt{\frac{I_p}{\sum_j D_{ix}}} = \sqrt{\frac{2001 \cdot 10^{12}}{14 \cdot 138 \cdot 10^6}} = 11{,}90 \text{ m}$$

Excentricitatea statică deasupra planșeului 7 este egală cu e_{sy}=1,15m v. paragraful *g)*. Conform ecuației (4.42) vom obține.

$$e_{sy}/r_{Dy} = 1{,}15/11{,}9 = 0{,}10 < 0{,}15$$

- În concluzie, în structura principală nu există o excentricitate excesivă și procedeul de utilizare a forțelor echivalente poate fi aplicat luând în considerație în mod corespunzător torsiunea.

Etapa 5. Stabilirea eforturilor secționale la sistemul elastic

i) Distribuția forței tăietoare de etaj pe stâlpi

Pentru a putea efectua calculul pentru forțele seismice echivalente conform subcapitolului 4.2.5, trebuie, în primul rând, stabiliți, conform ecuațiilor (4.13) și (4.17), parametrii de rigiditate $\bar{k}$ și D_i pentru stâlpi. Rigiditățile relative k_c reies din subcapitolul 4.11.4. Valorile pentru D sunt indicate în 10^6 mm^3.

1. $\bar{k}$ și D pentru direcția est-vest

Stâlpul (1): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 0{,}44}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}355$, $D_{1x} = \frac{0{,}355}{2{,}355} \cdot 1{,}24 = 0{,}187$

Stâlpul (2): $\bar{k} = \frac{4 \cdot 0{,}44}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}710$, $D_{2x} = \frac{0{,}710}{2{,}710} \cdot 1{,}24 = 0{,}325$

Stâlpul (5): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 1{,}19}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}960$, $D_{5x} = \frac{0{,}960}{2{,}960} \cdot 1{,}24 = 0{,}402$

Stâlpul (6): $\bar{k} = \frac{2(1{,}19+0{,}73)}{2 \cdot 3{,}22} = 0{,}596$, $D_{6x} = \frac{0{,}596}{2{,}596} \cdot 3{,}22 = 0{,}739$

2. $\bar{k}$ și D pentru direcția nord-sud

Stâlpul (1): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 0{,}40}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}323$, $D_{1y} = \frac{0{,}323}{2{,}323} \cdot 1{,}24 = 0{,}172$

Stâlpul (2): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 0{,}88}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}710$, $D_{2y} = \frac{0{,}710}{2{,}710} \cdot 1{,}24 = 0{,}325$

Stâlpul (C): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 0{,}19}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}153$, $D_{cy} = \frac{0{,}153}{2{,}153} \cdot 1{,}24 = 0{,}088$

Stâlpul (5): $\bar{k} = \frac{2 \cdot 0{,}40}{2 \cdot 1{,}24} = 0{,}645$, $D_{5y} = \frac{0{,}645}{2{,}645} \cdot 1{,}24 = 0{,}302$

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	n	y [m]	D_{ix} [10^6 mm^3]	yD_{ix} [10^9 mm^4]	y^2D_{ix} [10^{12} mm^5]	$D_{ix}/\Sigma D_{ix}$ [10^{-2}]	$yD_{ix}e_d/I_p$ [10^{-2}]	V_{ix}/V_x [10^{-2}]
1	4	16,5	0,187	3,09	50,9	1,33	0,0058	1,91
2	4	16,5	0,325	5,36	88,5	2,30	0,0100	3,30
C	2	16,5	0,325	5,36	88,5	2,30	0,0100	3,30
5	4	11,0	0,402	4,42	48,6	2,85	0,0083	3,68
6	4	11,0	0,739	8,13	89,4	5,24	0,0153	6,77
9	4	5,5	0,402	2,21	12,2	2,85	0,0041	3,26
10	4	5,5	0,739	4,07	22,4	5,24	0,0076	6,00
13	2	–	0,402	–	–	2,85	–	2,85
14	2	–	0,739	–	–	5,24	–	5,24
Σn·			14,108		1425,0	100,0		

Observații pentru diferite coloane:

1) Numărul stâlpului.

2) Numărul de stâlpi de acest tip.

3) Distanța de la centrul de rigiditate.

4) Valorile D din 4.11.6,i.

7) Coeficienții de distribuire pentru forța tăietoare unitară din deplasările relative de etaj (fig. 4.6,*a*) conform ecuației (4.35).

8) Forța tăietoare a stâlpului datorată torsiunii din forța tăietoare unitară de etaj V_x=1 kN (fig. 4.6,*c*). Valoarea I_p conform ecuației(4.34) este suma y^2D_{ix} din tabelul de mai sus și x^2D_{iy} din tabelul următor:
$I_p = 1425{,}0 + 576{,}2 = 2001 \cdot 10^{12}$; cu $e_{dy} = -3{,}75$ m obținem:
$e_{dy}/I_p = -3750$ mm/$(2001 \cdot 10^{12}$ mm$^5) = 1{,}87 \cdot 10^{-12}$mm^{-4}.

9) Efortul secțional din stâlpi dat de forța tăietoare unitară de etaj V_x=1,0 kN conform ecuației (4.35). Valorile indicate sunt valabile numai pentru stâlpii jumătății sudice (fig.4.102). În jumătatea nordică efectele de torsiune acționează negativ (ca descărcare), și ar trebui luată în considerație o excentricitate de calcul egală cu e_{dy}=3,3-0,45=2,85 m. Din motive practice structura este lăsată simetrică.

Fig.4.106. Distribuția forței tăietoare unitare de etaj pe direcția est-vest.

Stâlpul (6): $\bar{k} = \frac{4 \cdot 0{,}88}{2 \cdot 3{,}22} = 0{,}547$, $D_{6y} = \frac{0{,}547}{2{,}547} \cdot 3{,}22 = 0{,}691$

3. Distribuția forței tăietoare unitare de etaj pe direcția est-vest

Datorită simetriei pe ambele direcții a structurii, la forțele orizontale, centrul de rigiditate (v. 4.2.5,f) se găsește în centrul secțiunii în plan. Din acest motiv, fixăm originea sistemului de coordonate în acest punct (v. 4.7). Valorile numerice pentru distribuirea unei forțe tăietoare unitare de etaj pe diferiți stâlpi sunt prezentate în tabelul din fig. 4.106.

4. Distribuția forței tăietoare unitare de etaj pe direcția nord-sud

Distribuirea forței tăietoare unitare de etaj pe direcția nord- sud este reprezentată în tabelul din fig. 4.107.

k) Efortul orizontal al cadrului interior 5-6-7-8

Cu valorile calculate putem stabili acum eforturile secționale reprezentate în fig. 4.108 pentru cadrul *5-6-7-8*. Observațiile următoare vor explica procedeul și modul de calcul. Rigiditățile stâlpilor sunt ceva mai mici în etajele superioare față de cele inferioare. Întrucât diferența este în acest caz mică, vor fi utilizate aceleași valori pentru $\bar{k}$ și D pe toată înălțimea structurii.

1. Punctele de inflexiune ale deformatei stâlpilor se stabilesc conform subcapitolului 4.2.5,i și cu ajutorul Anexei B.

   Pentru stâlpul (5) obținem, la valoarea constantă $\bar{k}$ =0,96, în cele opt etaje de înălțime egală și cu rigiditatea conform ecuației (4.39), următoarele valori:

   $\eta = \eta_0 = 0{,}65;\ 0{,}5;\ 0{,}5;\ 0{,}5;\ 0{,}45;\ 0{,}45;\ 0{,}43$ și $0{,}35$,

   pentru cele opt etaje, începând de jos.

   Pentru stâlpul (6) rezultă cu $\bar{k}$=0,6:

   $\eta = 0{,}70;\ 0{,}55;\ 0{,}50;\ 0{,}45;\ 0{,}45;\ 0{,}45;\ 0{,}40$ și $0{,}30$

1	2	3	4	5	6	7	8	9
	n	x [m]	D_{iy} [10^6 mm^3]	xD_{iy} [10^9 mm^4]	x^2D_{iy} [10^{12} mm^5]	$D_{iy}/\Sigma D_{iy}$ [10^{-2}]	$xD_{iy}e_d/I_p$ [10^{-2}]	V_{iy}/V_y [10^{-2}]
1	4	10,0	0,172	1,72	17,2	1,42	0,0017	1,59
2	4	5,0	0,325	1,63	8,1	2,69	0,0016	2,85
C	2	–	0,088	–	–	0,73	–	0,73
5	10	10,0	0,302	3,02	30,2	2,50	0,0030	2,80
6	10	5,0	0,691	3,46	17,3	5,71	0,0035	6,06
Σn			12,094		576,2	100,0		

Observații pentru diferite coloane:

1) - 7) compară cu observațiile la tabelul din fig. 4.106.

8) pe direcția nord-sud avem e_{xx}=0. Din acest motiv, excentricitatea de calcul e_{dx}/I_p=2000mm/2001·10^{12} mm^5=1,0·10^{-12}mm^4.

9) efortul secțional în stâlpi, datorat forței tăietoare unitare de etaj V_y conform ecuației (4.36).

Pozițiile punctelor de inflexiune stabilite cu acești coeficienți (η ori înălțimea etajului h) sunt reprezentate în fig. 4.108.

2. Utilizând coeficienții de distribuție a forțelor tăietoare a stâlpilor din tabelul din fig. 4.106 și forța tăietoare totală de etaj din fig. 4.105 obținem forțele tăietoare ale stâlpilor pentru fiecare etaj. Astfel, de exemplu pentru stâlpul (5) din primul nivel (parter) rezultă:

   V_{5x} = 0,0368 · 3816 = 140 kN.

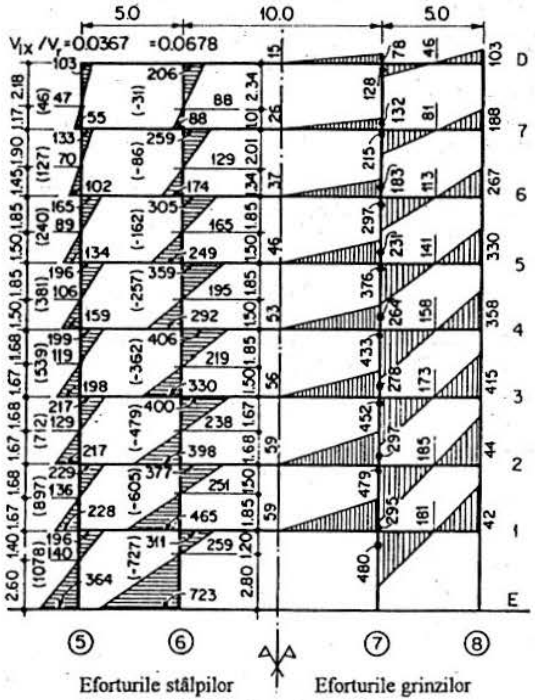
   Pentru stâlpul (6) din nivelul 4, avem:

   V_{6x} = 0,0677 · 3235 = 219 kN.

3. Cu forțele tăietoare calculate în acest mod și pozițiile punctelor de inflexiune se pot determina momentele încovoietoare. Pentru stâlpul (5) din primul nivel, rezultă:

   M_5=140 · 2,60 = 364 kNm.

4. Din suma momentelor în stâlpii exteriori, deasupra și dedesubtul unui planșeu, rezultă momentele grinzilor. La stâlpii interiori această sumă se distribuie proporțional cu rigiditățile pe grinzile adiacente, de exemplu pentru grinda *5-6*:



$$d_{65} = \frac{k_{65}}{k_{65} + k_{67}} = \frac{1{,}19}{1{,}19 + 0{,}73} = 0{,}62 \text{ şi } d_{64} = 1{,}0 - d_{65} = 0{,}38$$

Momentul încovoietor în deschiderea mare a grinzii din primul planşeu este de:

$M_{67} = 0{,}38(311 + 465) = 295$ kNm

5. Din momentele grinzilor pot fi calculate uşor forţele tăietoare. Astfel, forţa tăietoare din forţele seismice echivalente din grinda planşeului *2* este:

$V_{78} = (479 + 446)/5{,}0 = 185$ kN

6. În sfârşit, obţinem forţele axiale din stâlpi prin însumarea tuturor forţelor tăietoare din grinzi. Astfel, de exemplu, forţele axiale din stâlpii etajului *7* sunt:

– pentru stâlpul (5): $P_5 = 46 + 81 = 127$ kN

– pentru stâlpul (6): $P_6 = -46 + 15 - 81 + 26 = -86$ kN

Eforturile secţionale hotărâtoare, datorate forţelor seismice echivalente, calculate prin această metodă, nu diferă în cazul grinzii la nivelul planşeului *2* cu mai mult de 5 % de rezultatele unui calcul exact efectuat, pentru comparaţie, pe calculator, pentru întreaga structură.

1) Efortul orizontal al cadrului de faţadă 1-2-C-3-4

Eforturile secţionale se obţin în acelaşi mod ca în capitolul anterior pentru cadrele interioare . Întrucât în exemplul de faţă grinda *1-2-C-3-4* se calculează numai în dreptul planşeului *2*, eforturile din stâlpii din celelalte niveluri nu ne mai sunt necesare. Din acest motiv calculăm momentele grinzilor pe baza tabelelor din figurile 4.105 şi 4.106. Forţele tăietoare ale stâlpilor rezultate sunt de:

Etaj	Stâlpi exteriori (1) şi (4)	Stâlpi interiori (2),(C) şi (3)
2	0,019 · 3709 = 70 kN	0,033 · 3709 = 122 kN
3	0,019 · 3517 = 67 kN	0,033 · 3517 = 116 kN

Punctele de inflexiune ale deformatei stâlpului se găsesc în aceste două etaje la înălţimile ηh:

	Stâlpi exteriori	Stâlpi interiori	Capitol
k =	0,355	0,710	4.11.6,i
Etaj 2 η =	0,57	0,50	Anexa B
Etaj 3 η =	0,50	0,50	Anexa B

De aici au fost stabilite forţele tăietoare, prezentate în fig. 4.109.

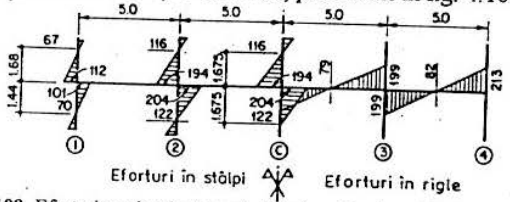


Fig. 4.109. Eforturi secţionale datorate forţelor seismice echivalente orizontale pe porţiunea de cadru *1-2-C-3-4* a nivelului *2*.

4.11.7. Grinda de margine 1-2-C-3-4

Se calculează grinda de margine *1-2-C-3-4* a planşeului *2*.

Etapa 6. Redistribuirea momentelor în grinzi

Înainte de a putea redistribui momentele încovoietoare, trebuie stabilite şi suprapuse momentele grinzilor din încărcările gravitaţionale M^i şi din forţele seismice echivalente $M_E^{\leftarrow}$ sau $M_E^{\rightarrow}$. Momentele grinzii pentru grinda de margine *1-2-C-3-4* sunt indicate în tabelul din fig. 4.110.

Linia de bază a diagramei momentelor din fig. 4.111 rezultă din încărcările gravitaţionale. Cu valorile din 4.11.5,a obţinem maximul la mijlocul deschiderii, ca:

$M = M_D + 1{,}3M_L = 38{,}2 + 1{,}3 \cdot 13{,}2 = 55$ kNm.

Calculul acestei grinzi este integral dominat de acţiunile seismice.

Conform scopului redistribuirii momentelor (v. 4.3.2,a), momentele de capăt ale grinzii trebuie menţinute, ori de câte ori este posibil, egale. Momentul total se împarte, deci, uniform în câte $M = 1614/8 = 202$ kNm, ceea ce face necesar o redistribuire maximă a momentelor de $\Delta M/M = (245 - 202)/245 = 18\ \% < 30\ \%$, deci inferioară valorii maxime. Momentele obţinute în acest fel sunt reprezentate în fig.4.111 cu linii continue, drepte groase. Momentele hotărâtoare de la marginile stâlpilor sunt aproximativ egale cu ±180 kNm.

Etapa 8. Calculul grinzii la încovoiere

Dimensiunile adoptate ale grinzii sunt conform fig. 4.104: 500 mm × 350 mm cu un strat de acoperire cu beton a armăturii longitudinale de 40 mm. La utilizarea oţelului

1	2	3	4
Capetele de grindă	M^i $(M_D + 1{,}3M_L)$	$\overrightarrow{M_E^{\leftarrow}}$	$M_u = M_i + M_E$
1 – 2	–32	+213 –213	+181 –245
2 – 1	+37	+199 –199	+236 –162
2 – C	–36	+199 –199	+163 –235
C – 2	+35	+199 –199	+234 –164
	$\sum_{j=1}^{4} M_j^i = 0$	$\sum_{j=1}^{4} M_{E,j}^{\rightarrow} = 1620$	$\sum_{j=1}^{4} M_u = 1620$

Observaţii la diferite coloane:

1) Prima cifră este axa stâpului, la care se raportează momentul.

2) M^i a fost stabilit în subcapitolul 4.11.5,e. Momentele care acţionează la capetele grinzilor în sensul acelor de ceasornic sunt pozitive.

3) M_e este indicat în subcapitolul 4.11.6,k şi în fig. 4.109.

4) Momentele din această coloană sunt reprezentate în fig. 4.111 pentru ambele direcţii ale cutremurului $E^{\leftarrow}$ şi $E^{\leftarrow}$, cu linii drepte subţiri.

Fig. 4.110. Momentele încovoietoare în grinda de margine *1 - 2 - C - 3 - 4*.

de tip D (v. 3.2.2,a), rezultă la nodurile interioare conform 4.7.4,h şi ecuaţiei (4.119) diametrul maxim al barei de armătură de:

d_b=11 · 500/275 = 20 mm.

Lăţimea aripii întinse a grinzii are conform 4.4.2,b şi fig. 4.13:

– la stâlpii exteriori: b = (500–350)/ 2+2 ·120 = 315mm

– la stâlpii interiori: b = (500–350)/2+4 · 120 = 555mm

Întrucât proiectarea planşeului de beton armat nu este prezentată în exemplul nostru, considerăm pentru întregul planşeu o armare paralelă la grindă (armarea superioară şi inferioară luate împreună) cu un procent de 0,33 %. Cu aceasta obţinem secţiunea armăturii aripii întinse pentru calculul suprarezistenţei:

– la stâlpii exteriori: A_{s1} = 0,0033 · 120 · 315 = 125 mm^2

– la stâlpii interiori: A_{s1} = 0,0033 · 120 · 555 = 220mm^2

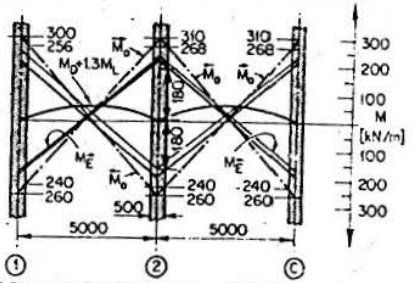


Fig. 4.111. Momente de calcul pentru grinda de margine a planşeului *2*.

Distanţa de la centrul de greutate al armăturii longitudinale şi transversale la marginea respectivă este luată egală cu d' =65mm. De aici, cu Φ=0,9 şi braţul interior de pârghie:

$d-d'$ = h-2d' = 500-2·65 = 370 mm

Conform ecuaţiilor (3.22) şi (1.11):

$\Rightarrow A_s = \pm 180 \cdot 10^6/(0{,}9 \cdot 275 \cdot 370) = 2000$ mm^2

Considerăm câte 6 bare de armătură D20 cu A_s=1885 mm^2 ca armătură superioară şi inferioară a grinzii. Împreună cu armătura aripii întinse rezultă:

– la stâlpul (1): A_s=1885 + 125 = 2010 mm^2

– la stâlpii interiori: A_s=1885 + 220 = 2105 mm^2

– armătura de compresiune, indiferent de loc: A_s=1885 mm^2

Din motive practice, nu în oricare secţiune poate fi prevăzută o armare pentru M_u = ±180 kNm. O redistribuire relativ prudentă a momentelor asigură totuşi valori limită ale momentelor mai adecvate pentru rezistenţa disponibilă la încovoiere. În cele ce urmează se va demonstra că acest cadru prezintă o capacitate de rezistenţă suficientă.

Procentul maxim de armare pentru încovoiere este cu d = 500 – 65=435 mm, conform ecuaţiei (4.45):

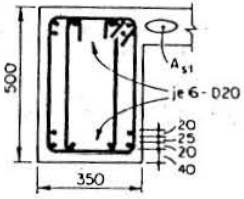
$\rho_{vorh,max}$ = 2105/(350 · 435) = 1,38 % > ρ_{min} = 1,4/275 = 0,51 % [ecuaţia(4.46)]

Armarea maximă disponibilă satisface şi condiţia din ecuaţia (4.47):

$$\left[0{,}01 + 0{,}17\left(\frac{30}{700} - 0{,}03\right)\right] \cdot \left(1 + \frac{1885}{2105}\right) = 2{,}3\,\% > \rho_{vorh,max}$$

Etapa 9. Stabilirea suprarezistenţei la încovoiere a articulaţiilor plastice ale grinzii

Vom stabili în continuare suprarezistenţa la încovoiere în secţiunea hotărâtoare a zonelor articulaţiilor plastice conform subcapitolului 4.4.2,f. Distanţa dintre centrul de greutate al armăturii longitudinale faţă de marginea întinsă este, în secţiunea prezentată, egală cu:



d' = 40+10+45/3 = 65 mm.

Conform ecuaţiei (4.49), momentul pozitiv este egal cu:

M_o = 1,25 · 275 · 1885 · 370 · 10^6 = 240 kNm

Momentele negative rezultă:

A_s = 2010 mm^2: M_o = 256 kNm

A_s = 2105 mm^2: M_o = 268 kNm.

Diagramele de moment încovoietor cu suprarezistenţă pentru aceste valori sunt reprezentate în dreptul marginilor stâlpilor în fig. 4.11 ca $M_O^{\rightarrow}$ şi $M_O^{\leftarrow}$.

Momentele corespunzătoare, stabilite grafic pe axele stâlpilor, sunt în cazul stâlpilor interiori egale cu 260, respectiv 310 kNm, iar la stâlpul (1) 260 kNm, respectiv 300 kNm.

Etapa 10. Stabilirea coeficienţilor de suprarezistenţă a grinzii în raport cu stâlpii

Cu raportul între momentul de suprarezistenţă de etaj şi momentul de etaj din forţele seismice echivalente (coeficientul de suprarezistenţă de etaj) vom verifica acum efortul capabil al porţiunii de cadru (v. 4.4.2,f):

$\psi_0 \approx (4 \cdot 260 + 3 \cdot 310 + 300)/1614 = 1{,}41 > \psi_{o,ideal}$

Grinda este deci dimensionată foarte corect. Eforturile din încărcările gravitaţionale nu sunt hotărâtoare în acest caz.

Etapele 11 şi 12. Stabilirea forţelor tăietoare de calcul şi calculul grinzii la forfecare

Deoarece calculul la forţa tăietoare se face conform procedeului folosit în subcapitolul 4.11.8 pentru grinda *5-6-7-8*, acesta nu va fi repetat aici. Efortul maxim de forfecare corespunzător forţei tăietoare datorată suprarezistenţei în zonele articulaţiilor plastice este aproximativ egal cu 0,18$\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2]. Sunt suficienţi etrieri R10 la distanţe de 110 mm.

4.11.8. Grinda interioară 5-6-7-8

Se calculează grinda interioară *5-6-7-8* din planşeul *2*.

Etapele 5 şi 6. Stabilirea eforturilor secţionale pe sistemul elastic şi redistribuirea momentelor în grindă

a) Combinaţia de eforturi $M_D+1,3M_L+M_E$

Ca şi în cazul grinzii de margine *1 - 2 - C - 3 - 4* momentele grinzii din încărcările gravitaţionale M^I şi din forţele seismice echivalente $M_E^{\rightarrow}$ şi $M_E^{\leftarrow}$ din tabelul din fig. 4.112 se suprapun.

1	2	3	4
Capătul grinzii	M^I $M_D+1,3M_L$	$\rightarrow$ $M_E^{\leftarrow}$	$M_u=M^I+M_E$
5-6	–34	+446 –446	+412 –480
6-5	+92	+479 –479	+571 –387
6-7	–320	+297 –297	–23 –617
	$\sum_{j=5}^{8} M_j^I=0$	$\sum_{j=5}^{8} M_{E,j}=2444$	$\sum_{j=5}^{8} M_u=2444$

Observaţii: v. fig. 4.110

Fig.4.112. Momentele grinzii interioare *5-6-7-8* în kNm.

Diagramele cu valorile limită ale momentelor se construiesc după cum urmează:

1. Momentele la mijlocul deschiderii sunt, conform 4.11.5,c şi d, egale cu:
   - deschideri mici: $\Sigma M = 58,7+1,3 \cdot 26,3 = 93$ kNm
   - deschideri mari: $\Sigma M = 376,8+1,3 \cdot 132,6 = 549$ kNm
2. Momentele grinzii M_u din tabelul din fig. 4.112 sunt reprezentate în fig. 4.113 prin linii drepte, subţiri. Valorile numerice asociate sunt indicate numai în jumătatea din dreapta a figurii (liniile $M_E^{\rightarrow}$ şi $M_E^{\leftarrow}$).
3. Redistribuţia momentelor se face conform principiilor din 4.3.2. Reducerea maximă la 500 kNm este operată la aceasta la capetele deschiderii din mijloc:

   $\Delta M/M = (617–500)/617 = 19\ \% < 30\ \%$.

   Prin aceasta, momentul negativ hotărâtor la marginile interioare ale stâlpilor interiori devine 440 kNm, iar toate celelalte momente sunt de aproximativ 370 kNm. Aceste momente sunt reprezentate în fig. 4.113,*a* prin linii drepte, groase.
4. Dintr-o verificare grosieră a momentelor de grindă stabilite în mod grafic (linii groase) trebuie să rezulte, conform tabelului din fig. 4.112, $\Sigma M_E = 2444$ kNm. Prin aceasta, se asigură că la redistribuirea momentelor nu au fost "pierdute momente".

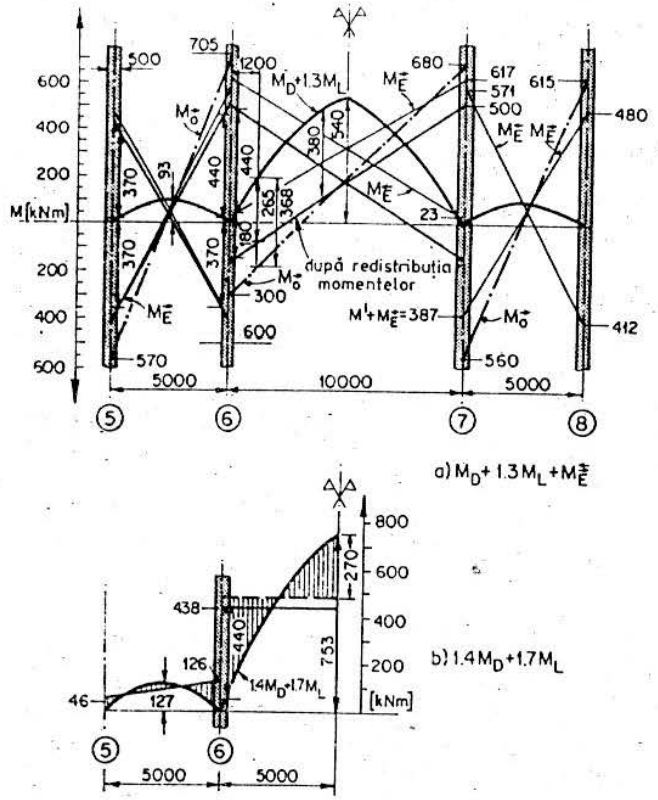


Fig. 4.113. Momente de calcul pentru grinzile interioare ale etajului 2.

b) Combinaţia de eforturi $1,4M_D+1,7M_L$

Momentele grinzii din această combinaţie a încărcărilor gravitaţionale sunt reprezentate în fig. 4.113,*b*.

În deschiderile mici, momentele din încărări gravitaţionale nu sunt hotărâtoare. Momentul la mijlocul deschiderii mari *6-7* aflate la mijloc este, conform 4.11.5,d, egal cu:

$SSM = 1,4 \cdot 376,8 + 1,7 \cdot 132,6 = 753$ kNm.

Momentul de încastrare pe axa stâlpilor devine, conform echilibrării momentelor din 4.11.5,f: $M_{67} = 438$ kNm. Printr-o uşoară mărire obţinem în secţiunea hotărâtoare 440 kNm, tot atât cât şi pentru prima combinaţie de eforturi.

Etapa 8. Calculul grinzii la încovoiere

Dimensiunile grinzii au fost luate conform fig. 4.102 egale cu 650 · 400 mm. Diametrul maxim al oţelului de armătură D este, conform ecuaţiei (4.119):

$d_b = 11 \cdot 600/275 = 24$ mm.

1. La stâlpul (5) obținem conform 4.4.2,b și fig. 4.13 lățimea totală laterală activă în zona întinsă:
$(500 - 400) + 2 \cdot 2 \cdot 120 = 580$ mm
De aceea, armătura activă din planșeu va fi:
$A_{s1} = 0{,}0033 \cdot 120 \cdot 580 = 230$ mm^2
Considerând $d' = 75$ mm, vom avea:
$d = 650 - 75 = 575$ mm și $d - d' = 500$ mm
$\Rightarrow A^+_{s,erf} = 370 \cdot 10^6 / (0{,}9 \cdot 275 \cdot 500) \approx 3000$ mm^2
Cu 4 D24 + 4 D20 = 3067 mm^2 în partea inferioară a secțiunii, obținem $M_i = 422$ kNm.
Cu aceleași bare de armare obținem pentru partea superioară a secțiunii:
$A_{s,vorh} = 3067 + 230 = 3297$ mm^2 și
$M_i = 453 > 370/0{,}9 = 411$ kNm.

2. La stâlpul (6), lățimea totală activă laterală în zona întinsă:
$(600 - 400) + 8 \cdot 120 = 1160$ mm
$\Rightarrow A_{s1} = 0{,}0033 \cdot 1160 \cdot 120 = 460$ mm^2
Cu $d - d' = 500$ mm, rezultă
$\Rightarrow A^-_{s,erf} = 440 \cdot 10^6 / (0{,}9 \cdot 275 \cdot 500) \approx 3560$ mm^2
Cu 4 D24 + 4 D20 = 3067 mm^2 vom avea:
$A^-_{s,vorh} = 3067 + 460 = 3527$ mm^2 $\Rightarrow M_i = 485$ kNm
$\rho_{vorh} = 3527/(400 \cdot 575) = 1{,}53$ %
Conform ecuației (4.48), armătura minimă inferioară $A'_s = 0{,}5A_s = 1764$ mm^2. Din acest motiv, 4 D24 din deschiderea mică se prelungesc pe toată deschiderea mare, de unde rezultă $A'_s = 1810$mm$^2 > 1764$ mm^2. Barele 4 D24 sunt continuate numai până la marginea interioară a stâlpului (6) (v. fig. 4.114).
Fig. 4.114 prezintă de asemenea întreruperea armăturii superioare. Momentul negativ cel mai mare apare la $0{,}9M_D + M^{\leftarrow}_E$. Barele 2 D20, respectiv 2 D24 pot prelua la fața interioară a stâlpului (6) 17 %, respectiv 26 % din acest moment. Conform ecuației (3.58), aceste bare trebuie prelungite cu $l_{u2} = 1200$, respectiv 1500 mm dincolo de punctul din care nu mai sunt necesare, conform diagramei momentelor. Fig. 4.114 prezintă modul în care pot fi aflate aceste puncte.

3. Capacitatea de rezistență la momente pozitive a 2 D24 în deschiderea mare rezultă, după cum urmează: lățimea activă din zona comprimată este pentru calculul efortului capabil, conform 4.1.2 și conform 4.11.4,a, de:
$b = 400 + 1920 = 2320$ mm
Cu aceasta rezultă, conform ecuației (3.18), înălțimea blocului de efort de compresiune:

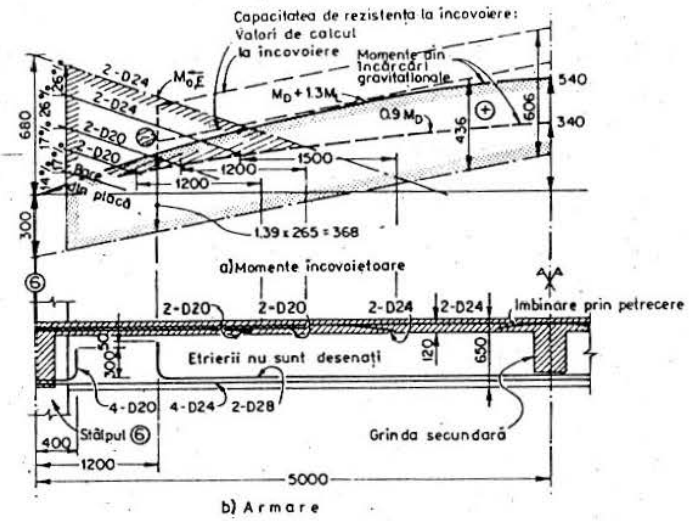


Fig. 4.114. Armarea grinzii în dreptul stâlpului (6).

$a = 1810 \cdot 275/(0{,}85 \cdot 30 \cdot 2320) = 8{,}4$ mm
Cu brațul interior de pârghie $jd = d - 0{,}5a \approx (650 - 52) - 5 = 593$ mm avem:
$M' = 1810 \cdot 275 \cdot 593 \cdot 10^{-6} = 295$ kNm $< 380/0{,}9 = 422$ kNm (v. fig. 4.113,*a*).
Pentru a deplasa articulația plastică mai aproape de stâlp și pentru a obține capacitatea de rezistență la momente încovoietoare pozitive în câmp în partea inferioară a grinzii, sunt necesare mai multe bare de armătură. Conform fig. 4.113,*a*, rezistența necesară la încovoiere la 1200 mm în dreapta axei stâlpului (6) este de: 265/0,9=295 kNm. Din acest motiv, la folosirea în partea inferioară a unei armături 4 D24, aici se formează o articulație plastică. Spre mijlocul grinzii introducem două bare suplimentare D28, care ridică rezistența la încovoiere la aproximativ 436 kNm. Astfel, la mijlocul deschiderii, unde se face înnădirea barelor de armătură, nu se produc deformări plastice ale acestora (v. fig. 4.114).

Etapa 9. Determinarea suprarezistenței la încovoiere în articulațiile plastice ale grinzii

Momentele de suprarezistență a zonelor plastice potențiale (zonele articulațiilor plastice) sunt de:

la *5-6*:	$M^{\rightarrow}_o = 1{,}25 \cdot 422$	$= 528$ kNm
	$M^{\leftarrow}_o = 1{,}25 \cdot 453$	$= 566$ kNm
la *6-5*:	$M^{\rightarrow}_o = 1{,}25 \cdot 485$	$= 606$ kNm
	$M^{\leftarrow}_o$	$= 528$ kNm

la 6-7: $M_o^{\rightarrow}$ = 606 kNm

la 1750 mm de stâlpul(6): $M_o^{\rightarrow}$ = 368 kNm

Aceste momente sunt reprezentate în fig. 4.113,*a* cu linie-punct. Din acestea au fost calculate momentele pe axa stâlpului. Acestea sunt reprezentate numai pentru acțiunea seismică din stânga ($M_E^{\rightarrow}$).

Etapa 10. Stabilirea coeficienților de suprarezistență a grinzii în dreptul stâlpilor

Prin compararea valorilor de mai sus cu cele din fig. 4.108, putem stabili coeficienții de suprarezistență ai grinzii (v. subcapitolul 4.4.2,f):

la stâlpul (5): $\Phi_o^{\rightarrow}$ = 570/446 = 1,28; $\Phi_o^{\leftarrow}$ = 1,38

la stâlpul (6): $\Phi_o^{\rightarrow}$ = (705+300)/(479+297) = 1,30; $\Phi_o^{\leftarrow}$ = 1,60

la stâlpul (7): $\Phi_o^{\rightarrow}$ = (680+560)/(479+297) = 1,60; $\Phi_o^{\leftarrow}$ = 1,30

la stâlpul (8): $\Phi_o^{\rightarrow}$ = 615/446 = 1,38; $\Phi_o^{\leftarrow}$ = 1,28

Conform subcapitolului 4.4.2,f putem calcula coeficientul de suprarezistență de etaj pentru evaluarea preciziei de dimensionare (de calcul):

ψ_o = (570+705+300+680+560+615)/2444 = 1,40 > $\psi_{o,ideal}$ = 1,39

Etapa 11. Determinarea forțelor tăietoare de calcul ale grinzii

Deschiderea 5-6

La reazemul din stânga obținem, conform ecuațiilor (4.52) și (4.53) pentru acțiunea seismică din dreapta, respectiv conform ecuațiilor (4.51) și (4.54) pentru acțiunea seismică din stânga, cu momentele de suprarezistență de mai sus și încărcările conform subcapitolului 4.11.5,c:

$V_5^{\leftarrow}$ = (615+560)/5,0 + (76,8+31,5)/2 = 235+54 = 289 kN

$V_5^{\rightarrow}$ = –(570+705)/5,0 + 0,9·76,8/2 = –255 + 34 = –221 kN

Variația forței tăietoare datorată încărcărilor gravitaționale pe lungimea deschiderii este mică. Din acest motiv se utilizează valori egale pentru întreaga deschidere.

La reazemul din dreapta obținem:

$V_5^{\rightarrow}$ = (705+570)/5,0 + (76,8+31,5)/2 =309 kN

$V_5^{\leftarrow}$ = –(560+615)/5,0 + 0,9·76,8/2 = –235 + 34 = –201 kN

Etapa 12. Calculul grinzii la forfecare

Pe lângă calculul la forfecare se efectuează și părți ale Etapei 13: "Alcătuirea constructivă a grinzii".

Cu forțele tăietoare de mai sus, valoarea hotărâtoare pentru r (considerată ca un indicator pentru cazul inversării forței tăietoare) devine conform ecuației(3.48):

r_5 = –(221/269) = 0,82 (r_6 este mai mic)

Conform ecuației (3.46), trebuie să verificăm dacă:

$v_i \geq 0{,}3(2+r)\sqrt{f_c'} = 0{,}3(2-0{,}82)\sqrt{f_c'} = 0{,}35\sqrt{f_c'}$

Conform ecuației (3.33) vom avea:

$v_i = 309000/(400 \cdot 575) = 1{,}34\ \text{N/mm}^2 = 0{,}25\sqrt{f_c'} < 0{,}35\sqrt{f_c'}$

Astfel, nu devine necesară o armare diagonală (v. 3.3.3,b) și va fi respectată limitarea efortului unitar de forfecare conform ecuației (3.35).

Pentru v_c=0 (zona articulației plastice), conform ecuației (3.44) rezultă:

$\Rightarrow A_v/s = v_i b_w/f_y$ = 1,34·400/275 = 1,95 mm²/mm

Din condițiile privind distanța dintre etrieri în zonele articulațiilor plastice, rezultă:

$s \leq 6d_b$ = 6·24 = 144 mm, adică $s \leq$ 150 mm, respectiv $s \leq d/4$ = 143 mm.

Din condiția pentru stabilizarea armăturii longitudinale în zonele articulațiilor plastice conform ecuației(4.55) rezultă cu ΣA_b = 452+314 = 766 mm² pentru câte două bare de armătură D24+D20:

$\Rightarrow A_t/s = \Sigma A_b f_y/(16 f_{yt} \cdot 100\ \text{mm}) = 766 \cdot 275/(1600 \cdot 275) = 0{,}48\ \text{mm}^2/\text{mm}$

Efortul de forfecare este deci hotărâtor. Cu etrieri cu patru ramuri R10 (A_v=314 mm²) avem s = 314/1,95 = 161mm. Se va alege s = 140 mm.

În zona de mijloc a grinzii obținem cu:

$\rho_\omega \geq 1810/(400 \cdot 575) = 0{,}0079$

$v_c \geq (0{,}07+10 \cdot 0{,}0079)\sqrt{f_c'} = 0{,}82\ \text{N/mm}^2$ [ecuația (3.37)]

$\Rightarrow A_v/s$ = (1,34 – 0,82)400/275 = 0,76 mm²/mm [ecuația (3.44)]

$s \leq d/2$ = 287 mm

Un etrier cu două ramuri R10 la distanța de 200 mm, va da:

A_v/s = 157/200 = 0,79 mm²/mm > 0,76 mm²/mm

Deschiderea 6-7

V_5 = (680+300)/10,0 + (227,5+77,3)/2 = 98+152 kN = 250 kN

În această deschidere relativ mare nu are loc, în urma acțiunilor seismice, o inversare a sensului forței tăietoare. Forța tăietoare maximă din încărcările gravitaționale este mai mică de 220 kN. La capetele grinzii se prevăd aceiași etrieri ca și în deschiderea *5-6*. Dimensionarea la forța tăietoare a porțiunii care nu este critică în această deschidere nu va fi prezentată aici.

4.11.9. Stâlpul exterior (5)

Analizăm secțiunea aflată imediat dedesubtul nivelului *2*. Verificarea secțiunii aflate direct deasupra planșeului se face în mod analog și nu va mai fi prezentată.

Etapa 14. Stabilirea eforturilor secționale de calcul ale stâlpului

1. Forța axială datorată acțiunii seismice a fost stabilită conform ecuației (4.62) egală cu $\Sigma V_{o,E}$. În exemplul de față nu dispunem însă de forțe tăietoare ale grinzii $V_{o,E}$ din nivelul de deasupra. Din acest motiv, considerăm $\Phi_o^{\rightarrow} \approx \Phi_o^{\leftarrow} \approx 1{,}45$ pentru grinda de deasupra și, cu ajutorul fig. 4.108, utilizăm următoarea valoare pentru forța axială:

$\Sigma V_{o,E} \approx 1{,}45 \cdot 897 = 1301$ kN

Cu prima perioadă de oscilație $T_1 = 1,0$ s obținem din tabelul din figura 4.24 $\omega = 1,6$ pentru cadrul spațial și din tabelul din fig. 4.16, $R_v = 0,875$ pentru 7 niveluri. Cu aceasta, rezultă din ecuația (4.62):

$P_{o,E} = 0,875 \cdot 1301 = 1138$ kN

2. La forța axială maximă conform 4.11.5,g, pentru combinația de eforturi conformă ecuației (1.8), respectiv ecuației (4.63) de:

$P_u = P_D + P_L + P_{o,E}^{\leftarrow} = 782,7 + 146,1 + 1138 = 2067$ kN conform ecuației (4.70) cu $V_E = (229 + 228)/335 = 136$ kN (indicat în fig. 4.108) și cu $\Phi_o^{\leftarrow} = 1,38$, forța tăietoare de calcul din stâlp este de:

$V_{col} = 1,6 \cdot 1,38 \cdot 136 = 300$ kN

Cu aceasta, din ecuația (4.66) rezultă cu $R_m = 1,0$ ($f_u > 0,1\, f_c'$):

$M_{col,red} = 1,0(1,6 \cdot 1,38 \cdot 229 - 0,3 \cdot 0,65 \cdot 300) = 447$ kNm

3. Forța axială minimă, respectiv forța axială de întindere pentru combinațiile de eforturi conform ecuației (1.9), respectiv ecuației (4.64) este de:

$P_u = 0,9P_D + P_{o,E}^{\rightarrow} = 0,9 \cdot 782,7 - 1138 = -434$ kN

Cu $\Phi_o^{\rightarrow} = 1,28$ vom avea:

$V_{col} = 1,6 \cdot 1,28 \cdot 136 = 279$ kN

Din tabelul din fig. 4.30 obținem cu

$P_u/(f_c' A_g) = -434000/(30 \cdot 500^2) = -0,058$

coeficientul de reducere $R_m = 0,60$ și cu acesta, conform ecuației(4.66):

$M_{col,red} = 0,60(1,6 \cdot 1,28 \cdot 229 - 0,3 \cdot 0,65 \cdot 279) = 249$ kNm.

Etapa 15. Calculul armăturii longitudinale a stâlpului

Din diagrama de interacțiune din fig. 4.115 pentru oțelul de armătură D (f_y=380 N/mm^2) obținem pentru forța axială de întindere procentul de armare al stâlpului de:

$g = (500 - 2 \cdot 40 - 24) / 500 = 0,8$; $m = 14,9$ cât și

$P_u/(f_c' \cdot bh) = -0,058$ și $M_{col}/(f_c' \cdot bh^2) = 249 \cdot 10^6/(30 \cdot 500^3) = 0,066$.

$\Rightarrow \rho_t = 0,25/14,9 = 1,68$ %

Pentru forța axială maximă de compresiune în stâlp vom avea:

$P_u/(f_c' \cdot bh) = 2068000/(30 \cdot 500^2) = 0,276$ și

$M_{col}/(f_c' \cdot bh^2) = 447 \cdot 10^6/(30 \cdot 500^3) = 0,119$

$\Rightarrow \rho_t = 0,10/14,9 = 0,67$ % < 1,68 %

$\Rightarrow$ aria necesară a oțelului: $A_{st} = 0,0168 \cdot 500^2 = 4200$ mm^2

$\Rightarrow$ alegem: 4 HD24 + 8 HD20 = 4323 mm^2

Alegerea definitivă a armăturii acestui stâlp este însă posibilă numai după dimensionarea nodului.

Etapa 16. Calculul armăturii transversale a stâlpului

Dimensionarea armăturii transversale se face ca la stâlpul (6).

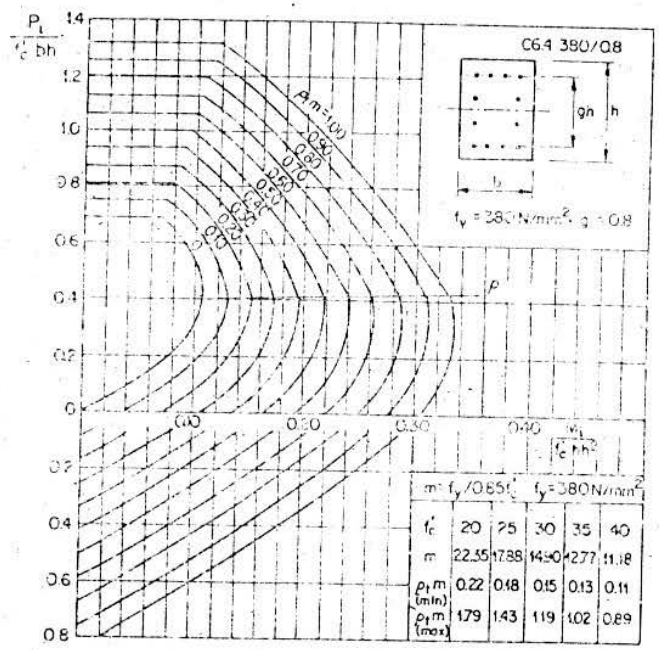


Fig. 4.115. Diagrama de calcul pentru încovoiere cu forță axială [N1].

4.11.10. Stâlpul interior (6)

Și în acest caz vom considera secțiunea aflată imediat dedesubtul planșeului 2.

Etapa 14. Determinarea eforturilor secționale de calcul ale stâlpilor

Forța axială, stabilită în mod aproximativ din acțiunea seismică este, conform ecuației (4.62), cu ajutorul fig. 4.108 și a unei valori medii $\Phi_o \approx 1,52$ pentru grinda supernoară analog cu capitolul anterior, egală cu:

$P_{o,E} = 0,875 \cdot 1,52 \cdot 605 = 805$ kN

Conform 4.11.5,h, forța axială maximă este de:

$P_u = P_D + P_L + P_{o,E}^{\rightarrow} = 2039 + 375 + 805 = 3219$. Cu $\Phi_o^{\rightarrow} = 1,30$, vom avea:

$V_{col} = 1,6 \cdot 1,30 \cdot 251 = 522$ kN. Conform ecuației (4.65), vom avea:

$M_{col,red} = (1,6 \cdot 1,30 \cdot 377 - 0,3 \cdot 0,65 \cdot 522) = 682$ kNm

Forța minimă axială este de:

$P_u = 0,9P_D + P_{o,E}^{\leftarrow} = 0,9 \cdot 2039 - 805 = 1030$ kN

Cu $\Phi_o^{\leftarrow} = 1,60$ și $R_m = 1,0$ vom avea:

$V_{col} = 1,6 \cdot 1,60 \cdot 251 = 643$ kN și

$M_{col,red} = 1,6 \cdot 1,60 \cdot 377 - 0,3 \cdot 0,65 \cdot 643 = 840$ kN

Etapa 15. Stabilirea armării verticale a stâlpului

Procentul de armare rezultă din fig. 4.115 cu:

$g \approx 0,8$, $P_u/(f_c bh) = 1030000/(30 \cdot 600^2) = 0,095$ şi

$M_{col}/f_c' bh^2 = 840 \cdot 10^5/(30 \cdot 600^3) = 0,130$ de:

$\rho_t = 0,28/14,9 = 1,9$ %.

Cazul de încărcare cu $P_u = 3\,219$ kN nu este hotărâtor. Astfel, devine necesară aria armăturii:

$\Rightarrow A_{st} = 0,019 \cdot 600^2 = 6840$ mm^2.

$\Rightarrow$ alegem 4 HD28 + 12 HD24 = 7892 mm^2

Secţiunea stâlpului deasupra planşeului 2 trebuie de asemenea verificată, deoarece, conform fig. 4.108, momentul de calcul este ceva mai mare, iar forţa axială de compresiune este ceva mai mică. Reiese că este necesar un procent de armare cu aproximativ 8 % mai mare decât dedesubtul planşeului ($A_{st} = 1,08 \cdot 6840 = 7387 <$ < 7892 mm^2).

Etapa 16. Stabilirea armăturii transversale a stâlpului

Întrucât în acest stâlp nu sunt prevăzute articulaţii plastice, vom aplica regulile pentru zonele elastice ale stâlpilor:

1. Pentru calculul la forfecare avem, conform etapei anterioare 8 pentru $E_o^{\rightarrow}$: $V_{col} = 643$ kN. Cu $d = 0,8h_c$ obţinem:

$v_i = 643000/(0,8 \cdot 600^2) = 2,23$ N/mm$^2 < 0,2 f_c' = 6$ N/mm^2 [ecuaţia (3.34)]

2. Contribuţia betonului la rezistenţa la forfecare se determină în felul următor: cu $A_s \approx 0,3A_{st}$ procentul de armare longitudinală la valoarea:

$\rho_w = 0,3 \cdot 7892/(0,8 \cdot 600^2) = 0,8$ %. Conform ecuaţiei (3.37) avem:

$v_b = (0,07+10 \cdot 0,008)\sqrt{30} = 0,82$ N/mm^2. Cu aceasta conform ecuaţiei (3.38):

$v_c = (1 + 3P_u/(f_c' bh))v_b = (1+3 \cdot 0,095)0,82 = 1,05$ N/mm^2

3. Armarea transversală necesară este conform ecuaţiei(3.44) egală cu:

$\Rightarrow A_v/s = (2,23 - 1,05)600/275 = 2,58$ mm^2/mm

Forţa tăietoare pentru acţiunea seismică pe direcţia opusă

($E_o^{\rightarrow}$: $V_{col} = 522$ kN, $P_u = 32$ kN) nu este hotărâtoare.

4. Pentru armarea necesară de confinare la capetele stâlpului vom avea conform ecuaţiei (3.29):

$m_r = 0,3(A_g/A_c - 1) = 0,3(600^2/530^2 - 1) = 0,084$.

Astfel, m_r devine hotărâtor şi armarea totală de confinare necesară a stâlpului, în cazul formării unei articulaţii plastice, va fi pe lăţimea h", conform ecuaţiei (3.28) egală cu:

$P_u/(f_c' A_g) = 3219000/(30 \cdot 600^2) = 0,30$ şi

$h'' = 600 - 2 \cdot 40 + 10 = 530$ mm (compară cu fig. 3.18):

$\Rightarrow A_{sh}/s_h = 0,12(30/275)(0,5 + 1,25 \cdot 0,3) \cdot 530 = 6,07$ mm^2/mm.

La capetele stâlpilor fără articulaţii plastice este necesară, conform capitolului 4.5.10,c.3, numai jumătate din valoarea rezultată din ecuaţia (3.28):

$\Rightarrow A_{sh}/s_h = 0,5 \cdot 6,07 = 3,04 > 2,58$ mm^2/mm.

Din regulile de dispunere pentru armătura de confinare conform 4.5.10,c.3 respectiv c.1, rezultă:

$s_h \le b_c/4$ sau $h_c/4 = 600/4 = 150$ mm, respectiv

$s_h \le 6d_b = 6 \cdot 24 = 144$ mm

$s_h \le 200$ mm

$\Rightarrow s_h \le 140$ mm.

5. Armătura transversală pentru stabilizarea armăturii verticale este, conform ecuaţiei (4.55) pentru fiecare din cele patru bare de colţ HD28, de:

$\Rightarrow A_{te}/s = 616 \cdot 380/(16 \cdot 275 \cdot 100) = 0,532$ mm^2/mm (pentru fiecare latură).

6. Armarea transversală în zona de îmbinare a barelor este, conform ecuaţiei (3.50) pentru barele HD28, de:

$\Rightarrow A_{te}/s = (28/50)(380/275) = 0,774$ mm^2/mm (pentru fiecare latură).

Pentru dispunerea armăturii conform fig. 4.36,*b* cu patru ramuri active, obţinem din secţiunea necesară a ramurii pentru armătura de confinare:

$\Rightarrow A_{sh}/s = 3,04/5,4 = 0,56$ mm^2/mm $< 0,774$ mm^2/mm.

În zonele de capăt ale stâlpilor se aplică regulile de armare transversală pentru zonele de îmbinare. Vor fi necesare bare R12 (A_{te}=113 mm^2) la distanţa $s = 113/0,774 =$ =146 mm.

$\Rightarrow$ alegem: Cu $P_u \le 0,3 f_c' A_g$ lungimea $l_o = h_c = 600$ mm,

respectiv, plecând de la panta diagramei de momente ($M_{cutremur}$):

$l_o = (1 - 0,8)(3350 - 650/2) = 605$ mm.

În celelalte zone ale stâlpului armătura transversală este hotărâtoare, deci $A_v/s =$ = 2,58 mm^2/mm. Cu $A_{v,work} = 2 \cdot 113+3,4 \cdot 78,5 = 493$ mm^2 obţinem $s = 493/2,58 =$ = 191 mm

$\Rightarrow$ alegem $s = 180$ mm, care îndeplineşte toate condiţiile privind distanţa dintre armăturile transversale în această zonă.

4.11.11. Baza stâlpului (6)

Pentru a prezenta diferitele cerinţe privind armătura transversală în zonele de formare potenţială a articulaţiilor plastice într-un stâlp, vom parcurge şi câteva etape de calcul pentru baza stâlpului (6) la primul nivel (parter).

Etapa 14. Stabilirea eforturilor secţionale de calcul ale stâlpului

1. Forţa axială maximă de compresiune (estimată):

Încărcare de durată P_D =2039 + 258	$\approx$ 2300 kN
Încărcare utilă P_L	$\approx$ 420 kN

Forţe seismice echivalente cu R_v=0,88 pentru $\omega \le 1,4$ şi 8 niveluri din tabelul din fig. 4.26

$P_{o,E} = 0,88 \cdot 1,52 \cdot 727 = 972$ kN

$P_u = P_D + P_L + P_{o,E} = 3692$ kN

Forța axială nominală estimată de compresiune:

$P_u = 0,9P_D + P_{o,E} = 0,9 \cdot 2300 - 972 = -1098$ kN

2. Momentul de calcul la baza stâlpului este, conform ecuației (4.48), cu $\omega = 1,1$, conform 4.5.4.d; respectiv fig. 4.25 și $\Phi_o = \Phi_{nec} \approx 1,4$ și fig. 4.108, egal cu:

$M_{col} = \omega \Phi_o M_E = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 723 = 1113$ kNm.

3. Stabilirea efortului secțional necesită o estimare a capacității de rezistență la încovoiere la suprarezistență, la baza stâlpului. Cu aceasta, din ecuația (4.71) și fig. 4.108 reiese:

$V_{col} = (1500 + 1,5 \cdot 1,6 \cdot 311)/4,0 = 577$ kN.

Etapa 15. Stabilirea armăturilor verticale ale stâlpului

Cu forța axială minimă de compresiune $P_u = 1098$ kN și $M_{col} = 1113$ kN obținem din fig. 4.115: $\rho_{t,ef} = 2,79$ %

$\Rightarrow$ alegem: 16 HD cu $A_{st} = 9856$ mm^2 $\Rightarrow \rho_{t,verh} = 2,74$ %.

Nici forța axială maximă de compresiune $P_u = 3692$ kNm și nici M_{col} nu sunt hotărâtoare pentru dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpului.

Etapa 16. Stabilirea armăturii transversale a stâlpului

Trebuie respectate regulile privind zonele articulațiilor plastice.

1. $\nu_1 = 577000/(0,8 \cdot 600^2) = 2,00$ N/mm$^2 \le 0,2 f_c' = 5,0$ N/mm^2 [ecuația (3.34)]

2. În articulația plastică cu:

$P_u/(f_c' A_g) = 1098\,000/(30 \cdot 600^2) \approx 0,01$ conform ecuației (3.42): $\nu_c = 0$

3. $\Rightarrow A_v/s = 2,00 \cdot 600/275 = 4,36$ mm^2/mm.

4. Armătura de confinare conform ecuației (3.29) și (3.28):

$m_r = 0,3(600^2/540^2 - 1) = 0,070 < m_r = 0,12$.

$P_u/(f_c' A_g) = 3\,692\,000 / (30 \cdot 600^2) = 0,342$ și $h'' = 530$ mm

$\Rightarrow A_{sh}/s_h = 0,12(30/275)(0,5 + 1,25 \cdot 0,342) \cdot 530 = 6,44$ mm^2/mm.

5. Regulile de dispunere și cerințele privind armătura de stabilizare sunt aceleași ca și dedesubtul planșeului 2, v. 4.11.10. Nu se admit îmbinări ale barelor de armătură în zonele articulațiilor plastice.

Deci, în zona articulației plastice, hotărâtoare este armătura de confinare. Cu de 5,4 ori aria utilă a unei ramuri de etrier, distanța dintre aceștia pentru oțel R12 va fi:

$s_h = 5,4 \cdot 113/6,44 = 96$ mm $\Rightarrow$ alegem 90 mm.

Lungimea zonei articulației plastice este, conform 4.5.10.a pentru $P_u/(f_c' A_g) > 0,3$

$l_o \ge 1,5 h_c = 900$ mm, respectiv $l_o \ge (1 - 0,7)(4000 - 650/2) = 1103$ mm

$\Rightarrow$ 13 grupe de etrieri R12 conform fig. 4.36,*b* la distanțe de $s = 90$ mm.

Calculul zonei învecinate cu articulația plastică și a celorlalte zone nu va fi prezentat.

4.11.12. Nodul exterior în dreptul stâlpului (5)

Vom studia nodul exterior din planșeul *2* în dreptul stâlpului (5).

Etapa 17. Calculul nodului de cadru

1. Eforturile secționale în nod

Pentru combinația hotărâtoare de eforturi, cu acțiunea seismică (cutremurul) din stânga, rezultă conform 4.11.9.3 o forță axială de $P_u = -434$ kN (întindere).

Momentul de suprarezistență aferent al grinzii corespunde 4.11.8, etapa 9.

$M_o' = 1,25 \cdot 422 = 528$ kNm.

Conform ecuației (4.134) rezultă o forță tăietoare a stâlpului cu $V_5^{\rightarrow}$ din 4.11.8, etapa 11, de:

$V_{col} \approx (2 \cdot 528 + 0,5 \cdot 211)(2 \cdot 3,35) = 173$ kN

sau direct valoarea indicată în fig. 4.113.*a*:

$V_{col} \approx 570/3,35 = 170$ kN.

2. Forțe interioare în nod

Forța maximă de întindere în armătura superioară a grinzii este de:

$T_o = 1,25 \cdot 275 \cdot 3067 \cdot 10^{-3} = 1054$ kN.

Cu aceasta, forța tăietoare orizontală, conform ecuației (4.133), devine:

$V_{jh} = 1054 - 170 = 884$ kN.

3. Verificarea forței tăietoare în nod

Lățimea activă a nodului este, conform fig. 4.63, de:

$b_j = 400 + 0,5 \cdot 500 = 650 > 500 \Rightarrow b_j = 500$ mm.

Cu ecuația (4.107) obținem efortul unitar nominal orizontal de forfecare a nodului:

$\nu_{jh} = 884000/500^2 = 3,54$ N/mm$^2 < 1,5\sqrt{30} = 8,22$ N/mm^2 [ecuația (4.110)].

4. Forța tăietoare verticală în nod

Conform ecuației (4.48), forța tăietoare verticală din nod este de:

$V_{jv} = (650/500)884 = 1149$ kN.

5. Contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forfecarea verticală

Efortul nominal axial de întindere raportat la suprafața betonului este de:

$f_t = 434000/500^2 = 1,73$ N/mm$^2 = 0,058 f_c'$.

Cu aceasta obținem, conform subcapitolului 4.7.8.d și cu $A'_{sc}/A_{sc} = 1$:

– pentru $P_u = 0$ $\rightarrow V_{cv} = 0,6 V_{jv}$ din ec. (4.99)

– pentru $P_u = 0,2 f_c' A_g$ (întindere) $\rightarrow V_{cv} = 0$ v. sfârșitul de la 4.7.4.b.6.

Printr-o interpolare (v. sfârșitul subcapitolului 4.7.4.b.6) rezultă de aici:

$V_{cv} = [1 - (0,058/0,2)]0,6 V_{jv} = 0,43 V_{jv} = 0,43 \cdot 1149 = 494$ kN.

Analog, din ecuația (4.136) rezultă:

– pentru $P_u = 0$ $\rightarrow V_{ch} = 0,5 F V_{jh}$

– pentru $P_u = 0,058 f_c' A_g$ (întindere) $\rightarrow V_{cv} = 0,36 F V_{jh}$

6. Armătura transversală necesară

Conform ecuației (4.100) avem; V_{jv}=1149 – 494 = 655 kN.

De aici rezultă secțiunea de armătură verticală necesară, conform ecuației (4.117):

$A_{jv} = 655000/380 = 1724$ mm^2.

În 4.11.9.4 au fost alese 4 bare HD20, adică A_{jv}=1256 mm^2. Această armare intermediară a stâlpului se mărește numai la HD24.

$\Rightarrow A_{j,\,vorh} = 1810$ mm^2 > 1723 mm^2.

Conform 4.7.8,e și ecuației (4.137), pentru acest nod avem:

$F = (3/4)\,(500/650)\,(1810/1723) = 0{,}606$. Conform ecuației(4.136) obținem:

$V_{ch} = 0{,}36 \cdot 0{,}606 \cdot 884 = 193$ kN. Cu aceasta, conform ecuației (4.98):

$V_{sh} = 884 - 193 = 691$ kN și, în consecință, conform ecuației (4.116):

$\Rightarrow A_{jh} = 691000/275 = 2513$ mm^2.

Cu etrieri R16 la exterior și R12 la interior obținem, pentru fiecare grup de etrieri:

A_{jh}= 628 mm^2.

Numărul necesar de pachete de etrieri este: $n_h = 2513/628 = 4{,}00$.

$\Rightarrow$ 4 pachete de etrieri la distanța $(d - d')/4 = 125$ mm.

7. Verificarea ancorării armăturii grinzii

Lungimea de ancorare a barelor orizontale de armătură D24 este, conform capitolului 3.4.4, cu m = 0,8: $l_{hb} = 66 \cdot 24 \cdot 0{,}8/30 = 231$ mm, conform fig. 4.89,*a* lungimea disponibilă este $l = 500 - 40 - 10 \cdot 24 = 220$ mm. Barele din interiorul îndoiturilor conform fig. 4.98,*b* nu par a fi necesare în acest caz.

4.11.13. Nodul interior în dreptul stâlpului (6)

Vom studia nodul interior din planșeul *2* în dreptul stâlpului (6).

Etapa 17. Calculul nodului de cadru

1. Eforturile secționale din nod

Pornind de la determinarea coeficienților de suprarezistență din 4.11.8, Etapa 10, combinația de eforturi pare a fi hotărâtoare în cazul acțiunii seismice (cutremurului) din dreapta (E^+). Conform 4.11.10 avem P_u = 1030 kN, iar conform fig. 4.113,*a* avem:

$V_{col} = (680 + 560)/3{,}35 = 370$ kN.

2. Forțele interne în nod

Bazându-ne pe momentele de suprarezistență ale grinzii din 4.11.8, Etapa 9, forța totală de întindere T_o din armătura superioară și inferioară cu $(d - d')$ = 500 mm, importantă pentru forța tăietoare orizontală a nodului, este de:

$T_o = (606 + 528)/0{,}5 = 2268$ kN. Analog ecuației (4.104) obținem:

$V_{jh} = 2268 - 370 = 1898$ kN.

3. Verificarea efortului unitar de forfecare a nodului

Cu V_{jh} rezultă, conform ecuației (4.107):

$v_{jh} = 1898000/600^2 = 5{,}27$ N/mm^2 = $1{,}5\sqrt{30} = 8{,}22$ N/mm^2 [ecuația (4.110)].

4. Forța tăietoare verticală în nod

$V_{jv} = (650/600)\,1898 = 2056$ kN [ecuația (4.87)].

5. Contribuțiile diagonalelor comprimate de beton

Cu coeficienții de distribuție pentru efortul secțional unitar de etaj din tabelele din fig. 4.105 și 4.106, c_j va fi conform ecuației (4.126) cu aproximație:

$C_j = 0{,}0524/(0{,}0524 + 0{,}0571) = 0{,}48$, de unde cu ecuația (4.124) avem:

$P_u = 0{,}48 \cdot 1030 = 494$ kN.

Întrucât $P_u / \left(f_c' A_g\right) < f_c' A_g$, conform ecuației (4.111): V_{ch}=0

$V_{cv} = [0{,}6 + 494000/(600^2 \cdot 30)]\,2056 = 1328$ kN [ecuația (4.102)].

6. Armarea necesară a nodului

Cu ecuația (4.98) obținem $V_{sh} = 1898 - 0 = 1898$ kN.

Armarea necesară este, conform ecuației (4.116), egală cu:

$\Rightarrow A_{jh} = 1898000/275 = 6902$ mm^2.

Întrucât aria secțiunii armăturii transversale este foarte mare, alcătuirea constructivă trebuie efectuată cu atenție. Cu 4 grupe de etrieri la distanțe de 500/4 = 125 mm și 5,4 ori aria unei ramuri de etrier, conform fig. 4.36,*b* obținem:

$\Rightarrow A_b = 6902/(4 \cdot 5{,}4) = 319$ mm^2, adică etrieri R20 (314mm^2).

La acest diametru mare stratul de acoperire cu beton a armăturii principale de 40 mm nu mai este suficient pentru acoperirea armăturii transversale. De aceea, vom alege etrieri exteriori R16, asigurând astfel o acoperire de 24 mm, dar vom avea nevoie la interior de etrieri mai groși (HD24):

– etrieri exteriori R16: $2 \cdot 201 \cdot 275 \cdot 10^{-3}$	=111 kN
– etrieri interiori 3,4 · HD24: $3{,}4 \cdot 425 \cdot 380 \cdot 10^{-3}$	= 584 kN
– efortul capabil al unui pachet de etrieri	= 695 kN

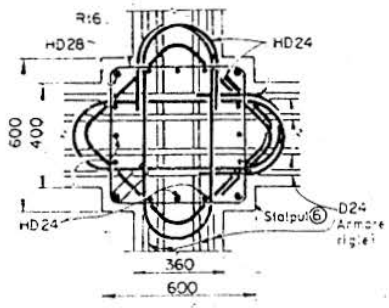


Fig. 4.116. Amplasarea etrierilor în nodul interior la nivelul *2* în dreptul stâlpului (6).

Numărul necesar de pachete de etrieri: 1898 /695 = 2,73

⇒ alegem 3 grupe la distanța 500/3 = 165 mm (v. fig. 4.116).

O altă soluție cu trei pachete conform fig. 4.81 cu 2 HD24 la interior și 1,4 HD28 util, prezintă următoarea rezistență la forfecarea orizontală:

$V_{sh} = 3\,(2 \cdot 452 + 1{,}4 \cdot 616)\,380 \cdot 10^{-3} = 2014 > 1898$ kN.

Pentru armarea verticală a nodului obținem:

$V_{sv} = 2056 - 1328 = 728$ kN ecuația (4.100)

$\Rightarrow A_{jv} = 728000/380 = 1915$ mm^2 ecuația (4.117)

$A_{jv,vorh} = (6$ HD24$) = 2715$ mm^2.

7. Verificarea ancorării armăturii grinzii

Conform subcapitolului 4.11.8,b diametrul maxim utilizat al barelor de armătură este de 24 mm. Conform 4.7.4,h, la lățimea existentă a stâlpului de 600 mm este admisibil un diametru de $11 h_c / f_y$ = 11 · 600 mm / 275 N/mm^2 = 24 mm, ceea ce corespunde exact diametrului utilizat.

5

PEREȚI STRUCTURALI DUCTILI

În acest capitol vor fi analizate anteproiectarea, dimensionarea și alcătuirea constructivă a pereților structurali ductili din beton armat. O atenție deosebită va fi acordată pereților structurali cu un factor de ductilitate la deplasare de μ_Δ în domeniul între 4 și 6 (v. 2.2.7,b).

Pereții structurali ductili prezintă, în comparație cu cadrele ductile, avantajul de a fi mult mai rigizi decât acestea din urmă precum și acela că, în fiecare perete structural apare o singură articulație plastică cu cerințe deosebite de dimensionare și alcătuire constructivă. Pe de altă parte, ei prezintă în comparație cu cadrele dezavantajul că, în anumite cazuri, pot limita posibilitățile de utilizare ale clădirii.

5.1. Introducere

Rigidizarea clădirilor cu pereți structurali din beton armat constituie, de multă vreme, o soluție uzuală. În cazul în care acești pereți pot fi dispuși în mod avantajos în planul clădirii, ei formează, pe lângă celelalte funcții pe care le îndeplinesc, un sistem foarte eficient de preluare a acțiunilor orizontale. La clădirile cu până la 20 de niveluri, inginerul proiectant poate decide dacă utilizează sau nu pereții structurali. La clădirile cu peste 30 de niveluri, utilizarea unor astfel de pereți nu poate fi evitată, din motive economice și datorită necesității de a controla deplasările orizontale.

Cea mai mare parte a forțelor seismice și a forțelor tăietoare corespunzătoare este descărcată de obicei prin astfel de pereți. Din acest motiv, ei sunt denumiți și "pereți de forfecare". Această denumire este însă inadecvată, deoarece, în majoritatea cazurilor, pereții sunt alcătuiți ca elemente încovoiate ductile în care eforturile de forfecare sunt nesemnificative. În capitolele anterioare a fost deja subliniat că cedarea prin forțe tăietoare din acțiuni seismice trebuie, pe cât posibil, evitată. În prezentul capitol este explicat cum poate fi realizat în mod simplu acest deziderat în cazul pereților structurali.

Principalele cerințe care trebuie respectate la proiectarea unui sistem structural solicitat de acțiuni seismice au fost discutate în subcapitolul 1.6.1: rigiditatea; capacitatea de rezistență; ductilitatea.

Principalul avantaj al utilizării pereților structurali din beton armat constă în realizarea unei mai bune rigidități. Se poate realiza astfel un grad înalt, dacă nu total, de protecție a elementelor nestructurale împotriva avariilor, la cutremure de intensitate mai

mică. În majoritatea cazurilor se poate renunța la separarea costisitoare a elementelor nestructurale prin crearea unor rosturi seismice reale.

În scopul limitării avariilor produse de cutremure de intensitate mai mare, ar trebui asigurat un grad destul de avansat de comportare elastică a sistemului structural. Pentru îndeplinirea acestui deziderat, pereții structurali trebuie să posede o capacitate de rezistență corespunzătoare. Un grad limitat de fisurare și chiar deformații plastice locale, limitate, ale armăturii pot fi acceptate. Dacă eforturile pereților structurali sunt apropiate dar inferioare valorii efortului capabil, calculat pe baza rezistențelor de calcul, majoritatea pereților structurali rămân, chiar după formarea unor fisuri normale și înclinate, suficient de rigizi pentru a asigura protecția împotriva avariilor elementelor nestructurale. În timp ce la cadre, reducerea rigidității (de ex. la jumătate) cauzată de fisurare conduce la deplasări orizontale mari atunci când eforturile secționale ating valorile lor capabile, la pereții structurali nu se produce acest fenomen, cu toate că reducerea rigidității poate fi mult mai mare.

În sfârșit, trebuie îndeplinite cerințele privind asigurarea ductilității necesare pentru disiparea energiei (consumul de energie în articulațiile plastice) la cutremurele de foarte mare intensitate. Părerea potrivit căreia pereții structurali au, în principiu, o comportare casantă, este foarte răspândită. Originea acestei păreri constă, probabil, în faptul că au fost frecvent observate ruperi prin forfecare. Din acest motiv, multe normative impun, pentru structurile cu pereți structurali, forțe seismice echivalente mult mai mari decât pentru cele în cadre. Unul dintre scopurile principale ale capitolului de față este acela de a demonstra că principiile generale de calcul în domeniul plastic pentru elementele structurale din beton armat supuse acțiunilor seismice pot fi aplicate și pentru pereții structurali și că este relativ ușor ca aceștia să disipeze în mod stabil energia indusă de cutremur [P53]. Este evident faptul că diferitele tipuri și forme de pereți necesită reguli speciale de alcătuire constructivă și armare.

Pentru asigurarea comportării inelastice și pentru elaborarea regulilor de proiectare a pereților structurali sunt necesare următoarele condiții fundamentale:

1. În toate cazurile analizate în prezentul capitol se presupune că fundațiile sunt capabile să preia eforturile secționale cu o siguranță suficientă la răsturnare. Deformațiile elastice și inelastice ale fundației și ale terenului de fundare sunt neglijate. Comportarea și dimensionarea fundațiilor supuse acțiunilor seismice vor fi tratate în capitolul 8 – "Fundații".
2. Rigiditatea individuală a fiecărui perete structural, în raport cu cele ale celorlalți pereți cu care interacționează, nu este influențată de sistemul de fundații.
3. Forțele masice de inerție sunt transmise în pereții structurali ai fiecărui etaj prin efectul de șaibă al planșeelor, care se presupune că se comportă elastic.
4. Pereții structurali plini sunt analizați fie individual, fie în cadrul ansamblului structural. Capacitatea de rezistență a altor elemente structurale este, în acest caz, neglijată. Interacțiunea pereților structurali cu sistemele de cadre este analizată în capitolul 6 – "Sisteme mixte".

5. În general, la pereții structurali analizați în prezentul capitol, eforturile capabile sunt analizate independent pe cele două direcții principale. Cu toate că cutremurele pot acționa asupra structurii, bineînțeles, pe orice direcție, cele două direcții principale sunt analizate separat; există însă situații în care acțiunea seismică pe direcție oblică poate deveni hotărâtoare. În acest caz, vor fi aplicate procedeele de calcul cunoscute, cum ar fi de exemplu, cel pentru încovoiere oblică.

5.2. Sisteme de pereți structurali

Pentru anteproiectarea sistemului structural și soluționarea diferitelor probleme de proiectare sunt analizate în continuare regulile privind dispunerea în plan și alcătuirea pereților structurali.

5.2.1. Dispunerea pereților structurali în plan

În funcție de amplasarea lor, pereții structurali preiau momentele de răsturnare, forțele tăietoare de etaj și momentele de torsiune. În mod normal, numărul, locul și orientarea pereților structurali sunt influențate de cerințele impuse de destinația clădirii. Pentru a obține un sistem structural optim pentru acțiunile seismice, cu un consum adecvat de materiale, este necesară, încă din faza de anteproiectare, colaborarea dintre arhitect și inginerul structurist. La concepție se va acorda o atenție deosebită simetriei rigidităților, absenței excentricităților și transmiterii eforturilor la fundații (v. 1.6.3).

Trebuie să fie clar că, la acțiuni seismice, cerințele impuse pereților structurali sunt mult mai mari decât cele corespunzătoare, de exemplu, acțiunilor din vânt. În mod corespunzător, tot atât de importante sunt și condițiile secundare rezultate din cele structurale. Forțele din vânt sunt preluate de sisteme structurale elastice, în timp ce eforturile datorate cutremurelor de mare intensitate produc, în majoritatea cazurilor, deformații inelastice. În aceste condiții, cheia unei anteproiectări corecte a sistemului structural constă în distribuirea uniformă a deformațiilor plastice pe toate elementele din planul construcției. Numai în acest mod poate fi asigurată solicitarea uniformă a elementelor care se deformează fără suprasolicitări locale și fără riscul cedării.

În clădirile destinate locuințelor, compartimentarea în spații mici, reprezentată în fig. 5.1, permite prevederea de pereți structurali atât pentru preluarea acțiunilor orizontale, cât și a celor verticale. Datorită numărului mare de pereți, forța pe direcția nord-sud care acționează pe fiecare perete este relativ mică și, de obicei, este suficientă o armare minimă care asigură o comportare elastică chiar și în cazul unor cutremure de mare intensitate. Pe direcția est-vest a structurii, reprezentată în planul din fig. 5.1, pereții structurali sunt fragmentați prin deschiderile pentru uși în porțiuni relativ mici. De asemenea, în clădirile de locuit planșeele sunt relativ subțiri și nu acționează ca rigle de cuplare între pereți, ceea ce face ca forța tăietoare să fie transmisă de la un perete la celălalt numai în mod limitat. Trebuie subliniat că secțiunea modificată în plan, reprezentată în fig. 5.1,*b* cu pereți continui pe jumătate din clădire, întăriți cu aripi, prezintă un efort capabil mult superior și va fi preferată în mod necondiționat. De asemenea, trebuie să fie clar că pereții interiori, care străbat clădirea pe direcția nord-

sud, reprezentați în fig. 5.1,*b*, prezintă o rigiditate considerabilă la preluarea eforturilor pe această direcție, în timp ce pe direcția est-vest sunt foarte flexibili. Dacă comparăm rigiditatea redusă a acestor pereți cu cea mare a pereților de capăt cu secțiuni în T, este evident că putem neglija în general contribuția lor.

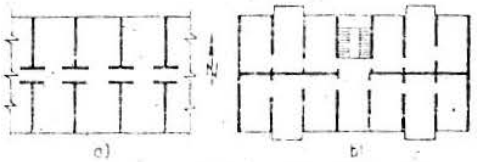


Fig. 5.1. Dispunere tipică de pereți în clădirile de locuit.

Sistemele cu pereți ca cele din fig. 5.1 sunt în general bune, deoarece centrul de greutate și cel de rigiditate (centrul de răsucire-forfecare, centrul de rotație) coincid practic. La calculul la torsiune al ansamblului trebuie luate în considerare atât amplasarea pereților cât și rigiditatea lor la încovoiere și, în cazuri speciale (secțiuni tubulare închise), cea la torsiune. Majoritatea pereților structurali prezintă o secțiune deschisă cu pereți subțiri cu o rigiditate redusă la torsiune. Contribuția rigidității la torsiune a fiecărui perete la rigiditatea la torsiune a întregului sistem poate fi deci, în general, neglijată.

În fig. 5.2,*a*, *b* și *c* sunt reprezentate sisteme dezavantajoase, la care forțele orizontale ce acționează excentric sunt preluate numai prin rigiditățile la încovoiere (după axa cu moment minim de inerție) a pereților individuali. La sistemele din fig. 5.2,*a* și *c* apare numai o excentricitate (statică) redusă sau nulă a forțelor de inerție, dar majoritatea normelor prevăd totuși o excentricitate minimă de calcul.

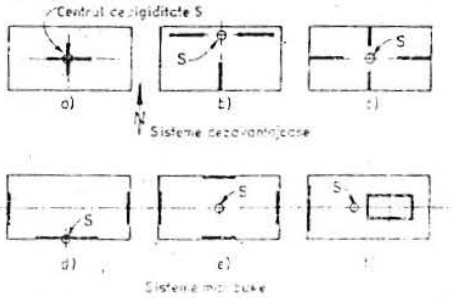


Fig. 5.2. Exemple de comportare a sistemelor de pereți structurali la torsiune.

Sistemele prezentate în fig. 5.2,*d*, *e* și *f* au o comportare mai bună. Chiar și sistemul *d*, în care apare o excentricitate sensibilă numai la aplicarea încărcării pe direcția est-vest, rezistența la torsiune poate fi obținută ușor prin forțele ce se dezvoltă în planurile celor doi pereți scurți. Sistemele *d* și *f*, recomandate frecvent pentru încărcările din vânt, nu sunt foarte avantajoase pentru preluarea forțelor seismice în cazul în care nu se prevăd cadre ductile (nereprezentate în figură), capabile să asigure o disipare uniformă adecvată a energiei.

Pentru a ilustra în continuare comportarea la torsiune a sistemelor de pereți structurali inelastici, vom analiza fig. 5.3. Acțiunea seismică F pe direcție longitudinală poate fi preluată adecvat de ambele sisteme. În cazul exemplului din fig.5.3,*a*, excentricitatea este mică, iar elementele pe direcția laturii scurte pot asigura efortul capabil necesar, numai dacă aripa secțiunii în T suportă deformări inelastice. În cazul acțiunii seismice F pe direcția scurtă, la ambele sisteme condițiile de echilibru pot fi ușor satisfăcute prin forțe în ambele planuri. Totuși, în exemplul din fig. 5.3,*a*, deformarea plastică nu se produce simultan în ambii pereți. Peretele mult mai lat (A) rămâne elastic, în timp ce peretele (B) se deformează plastic, în anumite condiții excesiv de mult. Aceasta conduce la o rotire a construcției, respectiv la o rotire a planșeului în jurul unei axe verticale, în timp ce numai peretele (B) contribuie la disiparea energiei. În exemplul din fig. 5.3,*b*, dimpotrivă, ambii pereți suportă deformații plastice egale, disipând energia. Aceiași pereți contribuie substanțial la realizarea rezistenței și rigidității la torsiune atunci când pe direcție longitudinală acționează o forță excentrică.

Puțurile de ascensor și casa scărilor pot crea nuclee rezistente și rigide și constituie, în mod tradițional, elementele principale de preluare și transmitere a forțelor orizontale în clădirile destinate birourilor.

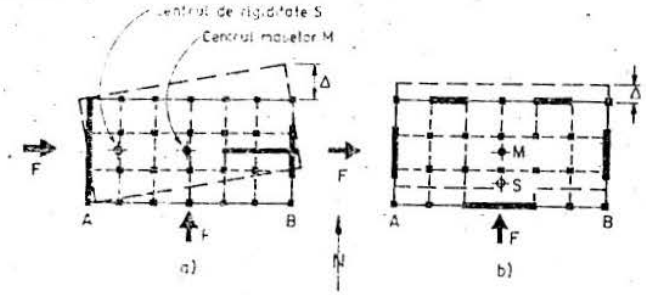


Fig. 5.3. Comportare la torsiune a sistemelor inelastice cu pereți structurali.

O capacitate de rezistență suplimentară la forțe orizontale este oferită, la nevoie, de cadrele de fațadă, dispuse pe conturul exterior al construcției din exemplul din fig. 5.4,*a*. Un nucleu central poate oferi, în anumite condiții, el singur o rezistență suficientă la torsiune. Nucleele dispuse excentric, cum sunt cele prezentate în fig. 5.4,*b*, conduc dimpotrivă la neajunsuri mari în raport cu efectele de torsiune generală. Ar fi de preferat să se asigure rezistența necesară la torsiune cu pereți suplimentari dispuși pe celelalte trei laturi ale clădirii. Întrucât această dispunere excentrică a nucleului nu este totdeauna posibil de evitat (mai ales atunci când construcția este amplasată pe terenuri mici), iar prevederea unor pereți suplimentari cu o rigiditate comparabilă este imposibilă, este preferabil să se renunțe la nucleul rigid în favoarea unui sistem simetric în cadre. Pentru evitarea avariilor, într-un astfel de nucleu nestructural, acesta va trebui izolat cu atenție de sistemul relativ flexibil în cadre.

Pentru utilizarea mai judicioasă a spațiului sau din considerente estetice, pereții pot fi dispuși după alte trame decât cele dreptunghiulare, de exemplu circulare, elipsoidale sau stelare. În cazul unor astfel de sisteme, distribuția forțelor pe diferiții

pereți poate necesita o analiză deosebită. Principiile descrise mai sus pentru sistemele rectangulare vor fi respectate și în aceste cazuri, în special atunci când forma neobișnuită afectează rezistența la torsiune.

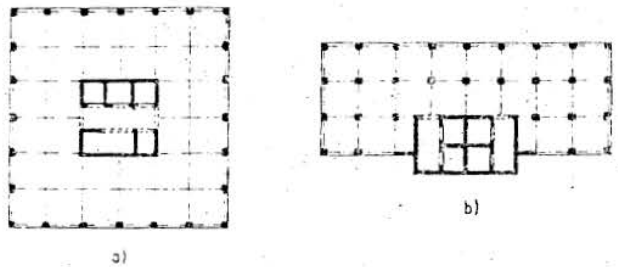


Fig. 5.4. Construcții cu nucleu din beton armat.

Pentru preluarea corectă a forțelor orizontale, la proiectarea unui sistem vor fi respectate următoarele trei principii:

1. Se obține cea mai mare rezistență la torsiune atunci când pereții structurali sunt dispuși în fațade. Un exemplu în acest sens este prezentat în fig. 5.60,*a*. Pentru diferitele tipuri de fațade, pereții structurali pot fi realizați ca pereți plini independenți sau ca pereți structurali cuplați.
2. Se recomandă ca încărcările gravitaționale să fie pe cât posibil preluate de pereții structurali. Astfel se diminuează consumul de armătură necesar pentru preluarea momentului de încovoiere, iar fundațiile necesare pentru asigurarea la răsturnare devin mai mici.
3. Prin prevederea unui număr cât mai mare de pereți structurali, cheltuiala pentru fundație poate fi redusă la minimum, în timp ce în cazul existenței unui singur perete sau a doi pereți, sunt necesare măsuri speciale foarte complicate la nivelul fundațiilor.

5.2.2. Alcătuirea pereților structurali

Majoritatea pereților structurali pot fi analizați ca niște console solicitate la încovoiere, forțe tăietoare și forțe axiale (v. fig. 5.7). Forțele orizontale acționează la nivelul planșeelor care realizează șaiba orizontală rigidă și, în același timp, fixează peretele împotriva flambajului lateral. Din acest motiv, pereții pot fi realizați cu grosimi relativ mici.

a) Forme ale secțiunilor și lățimea activă

În fig. 5.5 sunt prezentate câteva secțiuni tipice de pereți structurali. Grosimea minimă a pereților este impusă în general de condițiile de execuție și de criterii de rezistență la foc. În cazul acțiunilor seismice de intensitate mai mare, grosimea pereților se stabilește din condițiile de rezistență la forfecare și pentru satisfacerea criteriilor de stabilitate, care vor fi analizate în subcapitolul 5.4.2,b.

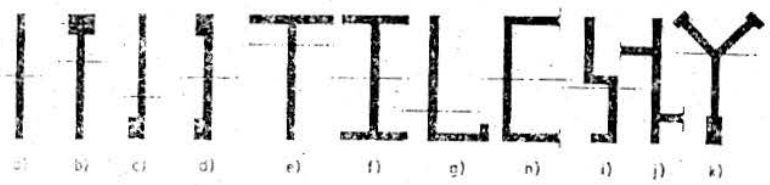


Fig. 5.5. Forme caracteristice de secțiuni ale pereților structurali.

Bulbii de capăt, de felul celor reprezentați în fig. 5.5,*b*, *c* și *d*, servesc adesea și pentru rezemarea grinzilor și ancorarea satisfăcătoare a armăturii acestora. Ei oferă și spațiul necesar pentru amplasarea armăturii de încovoiere a peretelui și acționează ca o rigidizare împotriva flambajului lateral al secțiunii subțiri de perete. În cazul formării unei articulații plastice, în bulb poate fi prevăzută o confinare foarte eficientă a betonului.

Asocierea unor pereți amplasați pe două direcții conduce la secțiuni în H sau T, conform fig. 5.5,*e*, *f* și *g* capabile să reziste la forțele seismice pe ambele direcții. Pereții structurali cu secțiuni în T prezintă, dacă sunt armați în mod corespunzător, o capacitate mare de deformare postelastică.

La lățimi mari ale aripii, ca în fig. 5.5,*h* și *j*, numai o lățime limitată a acesteia este luată în calculul efortului capabil. Pentru lățimea activă de placă pot fi utilizate regulile date în normele pentru grinzi simplu rezemate, luând ca deschidere de două ori înălțimea peretelui în consolă.

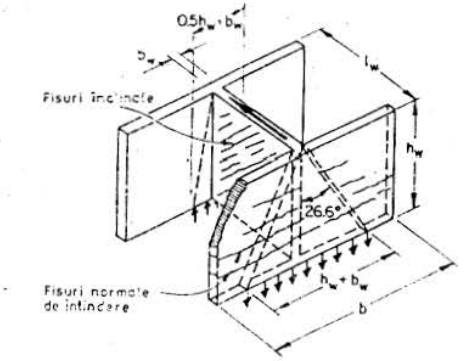


Fig. 5.6. Model pentru stabilirea lățimii active de placă.

Ca și în cazul cadrelor ductile, este necesar a determina cât mai exact supra-rezistența la încovoiere a secțiunii de calcul a peretelui în vederea dimensionării la forțe tăietoare. Aceasta depinde, în primul rând, de cantitatea de armătură întinsă care poate fi mobilizată la o deplasare inelastică mare. Lățimea activă a aripii întinse trebuie deci

apreciată destul de precis. Valoarea lățimii active în zona comprimată are dimpotrivă o influență redusă la estimarea suprarezistenței la încovoiere. În fig. 5.6 este prezentat un model pentru determinarea lățimii active în zona întinsă. La aceasta s-a considerat că forța de lunecare longitudinală se propagă în aripă pe o lățime corespunzătoare unei pante de 1:2 (un unghi de 26,6°). În mod analog, pentru zona comprimată poate fi luată o înclinare de 1:4.

Cu aceasta se obțin următoarele ecuații:

- Pentru lățimea activă în zona întinsă:

$$b_{eff} = h_w + b_w \le b \tag{5.1}$$

- Pentru lățimea activă în zona comprimată:

$$b_{eff} = 0{,}5h_w + b_w \le b \tag{5.2}$$

Aceste relații indică valorile medii ale lățimilor active în domeniul postelastic de comportare. În realitate însă, la creșterea rotirii în articulațiile plastice, armătura va fi activată pe o lățime mai mare.

Trebuie să ne asigurăm permanent că fundațiile sunt capabile de a prelua forțele de întindere din zona activă a peretelui.

b) Pereți structurali lungi și scurți

Diferențierea între pereți lungi și scurți este foarte importantă. Delimitarea se poate face după raportul dintre înălțimea h_w și lățimea l_w ale peretelui:

- $h_w/l_w \ge 3$: perete structural lung (fig. 5.7,*a*)
- $h_w/l_w < 3$: perete structural scurt (fig. 5.7,*b*)

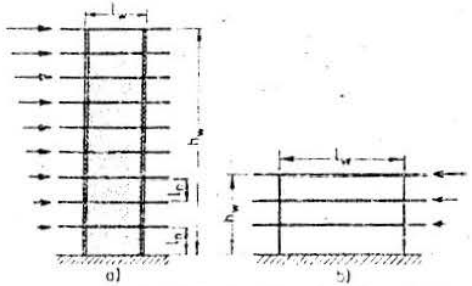


Fig. 5.7. Pereți structurali lungi *a*) și scurți *b*).

Pereții structurali lungi pot fi considerați în general ca elemente de tip "bară". La astfel de pereți este, de asemenea, relativ simplu să asigurăm formarea la bază a unei articulații plastice cu o capacitate suficientă de rotație. În cazul pereților structurali scurți, este necesar un mod de tratare diferit, specific, deoarece efectul forțelor tăietoare, respectiv lunecarea longitudinală este deosebit de importantă (v. 5.6).

Pereții structurali lungi, conform fig. 5.7,*a* se utilizează în mod frecvent pentru rigidizarea clădirilor înalte și de înălțime medie. Adesea, mai mulți pereți structurali sunt grupați pentru a forma un nucleu (v. fig. 5.21).

Pereții structurali scurți, conform fig. 5.7,*b* se întâlnesc în clădirile de înălțime mică sau la nivelurile inferioare ale clădirilor de înălțime medie. Rezistența acestora la încovoiere poate fi foarte mare, în comparație cu acțiunea, chiar și atunci când sunt prevăzuți cu un procent minim de armare. Datorită înălțimii mici, sunt necesare valori ridicate ale forțelor orizontale, respectiv ale forțelor tăietoare pentru atingerea capacității de rezistență la încovoiere în secțiunea de încastrare. La acțiuni seismice, pereții structurali scurți se rup datorită eforturilor principale de întindere, prin fisuri critice înclinate. Pe de altă parte, în subcapitolul 5.6 se arată că este posibilă asigurarea comportării plastice dacă solicitarea predominantă este de încovoiere. Capacitatea de disipare de energie este substanțial diminuată de efectele forțelor tăietoare. Din acest motiv este indicat ca astfel de pereți să se calculeze pentru valori mărite ale forțelor seismice echivalente, ceea ce conduce la cerințe reduse de ductilitate.

Pentru luarea în calcul a caracteristicilor pereților scurți, în [X3] s-a propus amplificarea forței seismice echivalente rezultate pentru un perete normal (respectiv a forței tăietoare de nivel) cu un coeficient de amplificare Z:

$$1{,}0 \le Z = 2{,}5 - 0{,}5\frac{h_w}{l_w} \le 2{,}0 \tag{5.3}$$

Din această formulă rezultă la un raport de $h_w/l_w \le 3$ un coeficient de amplificare $Z \le 2{,}0$. Aceasta nu generează de obicei probleme, deoarece acești pereți structurali posedă o rezistență mare la încovoiere și pot prelua fără greutate eforturi mărite.

Dacă amplificăm forța seismică echivalentă, respectiv forța tăietoare de nivel pentru un perete structural scurt cu coeficientul Z, μ_Δ va trebui micșorat în mod corespunzător (v. 2.2.6 și 2.2.7). Se va ține cont că elementele structurale care interacționează în cadrul aceluiași sistem pot avea ductilități de deplasare de calcul foarte diferite. Acestea nu vor depăși însă, în general, raportul de 1:2 (respectând astfel regula din subcapitolul 5.3.2,c.2, conform căreia se admite o redistribuire plastică a eforturilor secționale de până la aproximativ 30 % din valorile stabilite inițial).

c) Secțiunea variabilă a pereților pe înălțime

În clădirile de înălțime medie, în special la cele destinate locuințelor, secțiunile pereților nu variază aproape niciodată pe înălțime. La clădirile înalte, în care eforturile secționale sunt mult mai mici în etajele superioare decât în cele inferioare, secțiunea pereților poate fi mult redusă în acestea.

Dacă, în mod normal, lățimea peretelui și a aripilor (la secțiuni în T) se păstrează constante pe toată înălțimea (fig. 5.8,*a*), grosimea peretelui se poate modifica pe înălțime (fig. 5.8,*f*). Modificarea de rigiditate rezultată de aici, sau din modificarea treptată sau bruscă a lățimii peretelui (fig. 5.8,*b* până la *e*), trebuie luată în calcul în cazul conlucrării mai multor pereți. Pereții a căror lățime scade treptat (fig. 5.8,*d*) sunt foarte eficienți. În cazul unor pereți de acest fel se va proceda cu atenție la stabilirea poziției și lungimii articulațiilor plastice, deoarece acestea influențează în mod hotărâtor alcătuirea constructivă. Cu toate că din considerente arhitectonice este uneori preferată forma din fig. 5.8,*e*, aceasta este foarte defavorabilă pentru dezvoltarea articulației plastice, deoarece lungimea acesteia din urmă este limitată la o zonă foarte redusă.

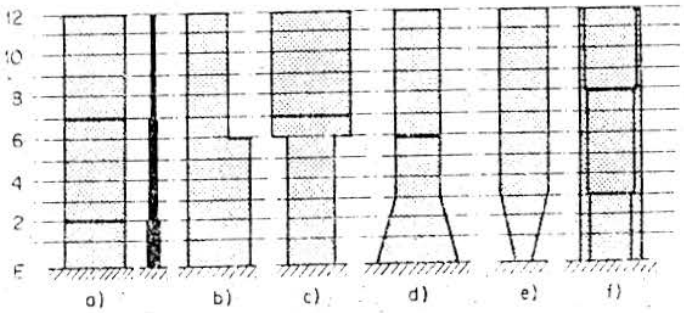


Fig.5.8. Pereți structurali cu secțiuni modificate pe înălțimea clădirii

Pentru o anumită ductilitate necesară de deplasare rezultă cerințe excesive de ductilitate de curbură. Astfel de pereți pot fi utilizați în orice caz în combinație cu cadre ductile. În acest caz, este indicată prevederea unei articulații propriu-zise la baza peretelui.

d) Pereți structurali cu goluri

Pereții prezintă în mod frecvent, fie în zona inimii fie în cea a aripii, goluri. Golurile de mici dimensiuni se neglijează la calcul, dar este necesar să li se acorde o atenție deosebită la alcătuirea constructivă. În cazul golurilor mai mari, trebuie luată în calcul influența lor asupra rezistențelor la încovoiere și forfecare ale peretelui.

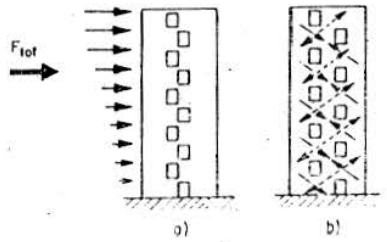


Fig. 5.9. Dispunerea golurilor în pereții structurali

În multe cazuri este necesară dispunerea regulată a golurilor pentru uși și ferestre. La dispunerea golurilor trebuie avut în vedere ca structura să rămână rațională și să poată fi corect modelată pentru calculul [P1]. Se va urmări în special ca rezistența la încovoiere a peretelui să nu fie afectată de prezența golului în apropierea zonei comprimate. Același lucru este valabil pentru rezistența la lunecare în direcție verticală și orizontală, care trebuie asigurată pentru a putea fi mobilizată suprarezistența la încovoiere. Dacă, de exemplu, sunt prevăzute ferestre pe casa scării, ca în fig. 5.9,*b*, dispunerea acelorași goluri la o distanță ceva mai mare permite formarea unor diagonale întinse și comprimate. În consecință, comportarea la forfecare nu mai este critică, iar la baza peretelui se poate forma o articulație plastică.

Destinația clădirii impune frecvent sisteme structurale neraționale din punctul de vedere al capacității de rezistență la care pereții în consolă trebuie întrerupți de multe ori, pentru a asigura la parter un spațiu mare, necompartimentat prin pereți (v. fig. 5.10,*a*). Acest tip de sistem nu este în nici un caz indicat pentru acțiunile seismice, deoarece zona cea mai solicitată este slăbită. Transmiterea forței tăietoare de la perete la fundație generează un mecanism de etaj nerecomandabil care impune cerințe deosebit de mari, adesea nerealizabile, cu privire la capacitatea de deformare plastică a stâlpilor. În același timp, momentele de răsturnare generează în stâlpi forțe axiale foarte mari. Un astfel de sistem trebuie cu orice preț evitat.

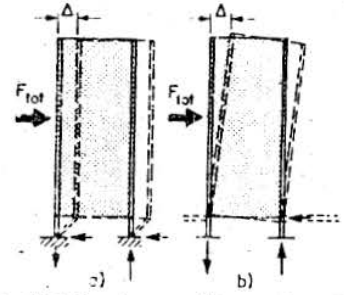


Fig. 5.10. Pereți structurali rezemați pe stâlpi.

Adesea este posibil să dirijăm forța tăietoare către alți pereți structurali, aflați în alte zone ale sistemului, prin planșeul care, astfel, acționează ca o diafragmă (șaibă) cu deschideri mari. Prin aceasta se pot evita deplasările mari ale capetelor stâlpilor și se reduc considerabil cerințele de ductilitate.

e) Pereți structurali cuplați

Atunci când golurile pot fi dispuse într-un mod uniform și adecvat destinației, rezultă structuri cu proprietăți foarte bune de disipare de energie. Fig. 5.11 prezintă câteva exemple de pereți structurali cuplați prin grinzi, denumiți, în consecință, *pereți structurali cuplați*. Grinzile scurte de cuplare sunt mult mai slabe decât pereții. Pereții se comportă preponderent ca și console, iar grinzile se deformează plastic. Printr-o alcătuire constructivă adecvată se poate asigura disiparea de energie pe întreaga înălțime a peretelui prin grinzile de cuplare. Doi pereți identici (fig. 5.11,*a*) sau cu rigidități diferite (fig.5.11,*b* și *c*) pot fi legați printr-o serie de grinzi de cuplare identice sau diferite.

În cazul nucleelor, ca în exemplul din fig. 5.11,*d*, pereții structurali pot depăși ultimul nivel al construcției pentru a se crea spațiul necesar pentru instalațiile tehnologice. Pereții structurali cuplați au o mare importanță în rezistența seismică a sistemului structural. Din acest motiv, ei sunt analizați separat în subcapitolul 5.3.2,c.

Atunci când grinzile de cuplare sunt mai puternice decât pereții, în special la clădirile de înălțime medie sau mare, pot rezulta sisteme nefavorabile din punctul de vedere al rezistenței la acțiuni seismice. După cum arată fig. 5.12, prin suprasolicitarea porțiunilor de perete aflate între goluri se pot forma mecanisme de etaj, în timp ce

grinzile de cuplare propriu-zise rămân elastice. Întrucât porțiunile de perete dintre goluri nu sunt prevăzute cu armături pentru asigurarea ductilității, apare cedarea acestora prin forfecare. Disiparea de energie este foarte mică.

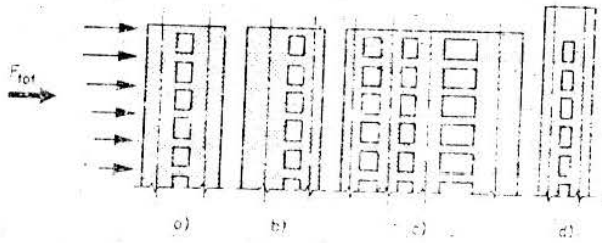


Fig. 5.11. Diferite tipuri de pereți cuplați.

În cazul în care acest fel de sistem structural nu poate fi evitat, dimensionarea va fi făcută cu forțe seismice echivalente mult mărite, pentru ca cerința de ductilitate să nu depășească pe cea capabilă.

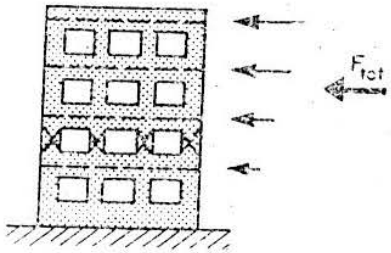


Fig. 5.12. Perete structural cu dispunere nefavorabilă a golurilor pentru rezistența la acțiunile seismice.

La calculul pereților structurali cu goluri se pune uneori problema modelării corecte a acestora: este indicat ca un asemenea element să fie considerat ca perete cu goluri sau este mai bine să fie considerat ca doi pereți, legați prin grinzile de cuplare (v. fig. 5.11,*a* și *d*). Pentru a răspunde la această întrebare vom compara comportarea unui perete în consolă cu cea a unui perete cuplat. Din figura 5.13 se observă că între cele două ipoteze diferă numai modul de distribuție a reacțiunii totale de la baza sistemului. În fig. 5.13, peretele plin rezistă momentului global de răsturnare prin eforturi unitare de încovoiere, în timp ce în pereții structurali cuplați, în secțiunea de bază, se dezvoltă atât de momente încovoietoare cât și forțe axiale. Reacțiunile la baza sistemului satisfac următoarele condiții de echilibru:

$$M=M_1+M_2+Tl \tag{5.4}$$

Mărimea forței axiale (forță de întindere într-unul din pereți și de compresiune în celălalt) corespunde sumei forțelor tăietoare în grinzile de cuplare, ale tuturor nivelurilor aflate deasupra, depinzând astfel de rigiditatea acestora (în raport cu rigiditatea pereților) și de efortul lor capabil. În sistemele cu grinzi de cuplare puternice (fig. 5.13,*b*), contribuția forțelor tăietoare din grinzi la momentul total este relativ mare și depinde de parametrul:

$$A=\frac{Tl}{M}. \tag{5.5}$$

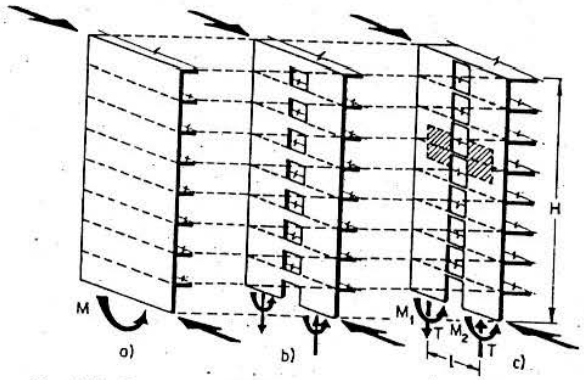


Fig. 5.13. Compararea diferitelor sisteme cu pereți structurali.

Comportarea acestei structuri corespunde practic celei cu un singur perete în consolă, ca în fig. 5.13,*a* și poate fi analizată în același mod. Dimpotrivă, în cazul grinzilor de cuplare slabe (fig.5.13,*b*), așa cum întâlnim frecvent în cazul construcțiilor de locuințe, unde datorită înălțimii limitate a încăperilor cuplarea pereților se face numai prin planșee, rezistența la momentul de răsturnare este asigurată aproape în întregime prin momentele M_1 și M_2. În acest caz parametrul A este mic, iar cei doi pereți sunt tratați separat ca pereți structurali individuali cu forțe axiale relativ mici generate de acțiuni seismice.

Datorită disipării foarte bune de energie la sistemele de pereți cu grinzi de cuplare, forța seismică echivalentă corespunzătoare sistemelor cu pereți plini poate fi redusă cu un coeficient:

$$0,8 \le R=\frac{1,33}{1+A} \le 1,0, \tag{5.6}$$

în cazul în care:

$$\frac{1}{3} \le A=\frac{Tl}{M} \le \frac{2}{3} \tag{5.7}$$

Ductilitatea de deplasare va fi amplificată corespunzător (v. 5.5, Etapa 4).

Principalele aspecte ale cuplării pereților structurali prin grinzi sunt analizate în subcapitolul 5.3.2,c.

5.3. Stabilirea eforturilor secționale

Ca bază a determinării eforturilor secționale în pereții structurali prin calcul static sau dinamic sunt necesare reguli de modelare. Acestea se referă la modul de determinare a valorilor rigidităților secționale, la modul de idealizare geometrică a sistemului și la calculul secțiunilor pereților. La calculul pereților structurali trebuie mai întâi stabilită forța seismică echivalentă orizontală, apoi aceasta trebuie distribuită pe înălțimea construcției și, în sfârșit, trebuie distribuită fiecărui perete structural care intră în alcătuirea sistemului. Abia după aceasta pot fi determinate eforturile secționale care se dezvoltă în fiecare perete individual.

5.3.1. Modelarea

a) Valorile rigidităților secționale

La stabilirea rigidității pentru calculul static sau dinamic al pereților structurali trebuie acordată atenția necesară influenței fisurării. În anumite cazuri se va ține cont de deformațiile de forfecare și de lunecare în ancoraje. Din acest motiv, pentru o geometrie dată a peretelui, se vor utiliza valori de calcul ale rigidității secționale adaptate corespunzător, prin coeficienți de corecție.

Acest procedeu conduce, în general, la rezultate satisfăcătoare în ceea ce privește determinarea eforturilor secționale datorate forțelor seismice echivalente orizontale, respectiv calculul dinamic. Aproximațiile prezentate în continuare sunt suficiente și pentru determinarea primei frecvențe proprii a clădirii, pentru evaluarea deplasărilor cerute de diferitele acte normative precum și pentru stabilirea lățimii rosturilor de separație a elementelor nestructurale.

Trebuie reamintit că rigiditatea elementelor structurale din beton armat depinde de stadiul de comportare, respectiv de mărimea deformației impuse și, deci, de deschiderile fisurilor formate anterior. Din acest motiv, pentru structurile din beton armat nu există o regulă general valabilă pentru determinarea rigidității; fiecare ipoteză constituie, în mod necesar, un compromis. În limitele ipotezelor uzuale, valorile rigidităților pereților structurali pot varia până la de patru ori [F4]. Indiferent de ipoteza acceptată, aceasta va fi utilizată atât la calculul frecvenței proprii cât și al deplasării datorită forțelor orizontale [G2].

În clădirile cu pereți structurali ductili sunt de așteptat deformații inelastice importante. Determinarea eforturilor secționale printr-un calcul elastic trebuie considerată astfel numai ca un mod de satisfacere a condițiilor de echilibru intern și extern. Redistribuții ale eforturilor secționale calculate inițial elastic sunt posibile și, uneori, foarte avantajoase. Principiile redistribuirii eforturilor secționale au fost explicate amănunțit în subcapitolul 4.3.2.

Pentru a putea estima corect deplasările unui sistem de pereți sub acțiunea unor forțe orizontale relativ mari, este necesară valoarea absolută a rigidității. În acest scop, se poate considera un moment echivalent de inerție I_e. Întrucât ciclul de efort al

peretelui nu este hotărâtor pentru dimensionare, vor fi luate în considerație fisurile formate după mai multe cicluri de efort. După caz și în funcție de cerințele privitoare la exactitatea rigidității echivalente, pe lângă deformațiile de încovoiere ale peretelui fisurat vor fi luate în considerație și cele de forfecare, produse după deschiderea fisurilor oblice precum și lunecările în ancoraj ale armăturii de la baza peretelui.

Deformațiile fundațiilor și ale terenului de fundare, precum și deplasările fundației pe teren prin lunecare sau prin rotire nu sunt analizate în lucrarea de față. Ea se limitează, în general, la analiza deformațiilor structurii de rezistență, iar capitolul de față, la deformațiile pereților structurali. Influențele menționate, în special deformațiile terenului de fundare, trebuie considerate în mod obligatoriu la determinarea perioadei proprii de oscilație a clădirii precum și în situațiile în care trebuie stabilite deplasările relative ale pereților față de cele ale unor cadre sau pereți învecinați. Pereții structurali elastici sunt foarte sensibili la deformațiile de la nivelul fundațiilor [P37].

Pentru pereții structurali solicitați predominant la încovoiere, valoarea de calcul a momentului echivalent de inerție I_e poate fi luată egală cu 60 % din momentul de inerție al secțiunii brute de beton nefisurat (neglijând armătura):

$$I_e=0,6I_g \tag{5.8}$$

Semnificația indicilor din formule este aceeași ca în subcapitolul 4.1.2.

Dacă la pereții structurali elastici cuplați considerăm pe lângă deformațiile de încovoiere și pe cele datorate forțelor axiale, putem utiliza următoarele formule:

- la întindere:

$$I_e=0,5I_g \text{ (a)} \quad A_e=0,5A_g \text{ (b)} \tag{5.9}$$

- la compresiune:

$$I_e=0,8I_g \text{ (a)} \quad A_e=A_g \text{ (b)} \tag{5.10}$$

în care A_g este aria secțiunii brute de beton a peretelui structural.

Pentru un calcul mai exact, putem utiliza următoarea relație:

$$I_e=\left(0,6+\frac{P_u}{A_g f_c'}\right)I_g \le I_g \tag{5.11}$$

în care P_u este forța axială de calcul în perete care, pentru eforturi de întindere, se ia cu semnul minus.

Pentru grinzile de cuplare armate diagonal [P12] cu înălțimea h și deschiderea liberă l_n se aplică (v. fig. 5.47):

$$I_e=\frac{0,4}{1+3\left(h/l_n\right)^2}I_g \tag{5.12}$$

Pentru grinzile de cuplare armate în mod obișnuit precum și în cazul cuplării numai prin placă se aplică o aproximare [P22, P23]:

$$I_e=\frac{0,2}{1+3\left(h/l_n\right)^2}I_g \tag{5.13}$$

Dacă pereții învecinați sunt legați numai prin planșee (v. fig. 5.13,*d*), lățimea activă de placă poate fi considerată egală cu mărimea golului dintre montanți sau egală

cu de opt ori grosimea plăcii [Q1, C9], valoarea cea mai mică fiind cea hotărâtoare. Din studiile efectuate pe modele elastice au rezultat lățimi active mai mari, până la lățimea totală a plăcii [B9]. Rezultatele încercărilor efectuate pe planșee de beton armat sub *eforturi ciclice* au indicat totuși valori mult mai mici [P24].

La pereții structurali cu un raport între înălțime și lățime de $h_w/l_w>4$, influența deformațiilor de lunecare (forfecare) asupra rigidității poate fi neglijată. Dacă analizăm însă un sistem cu pereți structurali combinați, lungi și scurți, deformațiile de forfecare vor fi luate în considerație, altfel peretele scurt ar fi considerat mai rigid decât în realitate și i s-ar atribui o parte prea mare din forța tăietoare. Pentru raporturi de dimensiuni $h_w/l_w<4$ putem considera:

$$I_w = \frac{I_e}{1{,}2 + F} \tag{5.14}$$

folosind relația:

$$F = \frac{30 I_e}{h_w^2 b_w l_w}, \tag{5.15}$$

în care: I_w este valoarea de calcul a momentului echivalent de inerție al peretelui;
b_w – grosimea secțiunii de perete;
l_w – lungimea peretelui;
h_w – înălțimea peretelui.

În ecuația (5.14) s-au luat în considerație și deformațiile de lunecare în ancorajele armăturilor de la baza peretelui, din care cauză acestea nu mai trebuie tratate separat.

O estimare mai precisă a rigidității la încovoiere a secțiunilor pereților structurali poate fi făcută cu ajutorul relației dintre momentul de fisurare M_{cr} și momentul maxim aplicat M_a (A1):

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \tag{5.16}$$

în care: M_{cr} este momentul de fisurare conform ecuației (5.17);
M_a – momentul maxim la treapta de deformație considerată;
I_{cr} – momentul de inerție al secțiunii ideale fisurate:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} I_g}{y_t} \quad [\text{N, mm}] \tag{5.17}$$

f_{ct} – rezistența la întindere a betonului $f_{ct} = 0{,}62\sqrt{f_c'}$, în N/mm^2;
f_c' – rezistența de calcul a betonului;
y – distanța dintre axa centrului de greutate al secțiunii brute de beton la marginea întinsă.

Cu aceste valori ale rigidităților pot fi calculate deplasările sub forțele seismice echivalente orizontale. Pentru evaluarea interacțiunii între structură și elementele nestructurale sub acțiunea seismică, deformațiile datorate forțelor seismice echivalente

orizontale vor fi amplificate cu coeficientul de reducere precizat în norme, de exemplu [X8].

b) Idealizarea geometrică

La pereții structurali plini este suficient să considerăm că proprietățile secțiunilor sunt raportate la axa centrelor de greutate (fig. 5.11). Se va utiliza axa centrelor de greutate a secțiunii brute de beton.

Dacă pereții fiecărui etaj sunt legați printr-un planșeu de beton, acesta va fi de obicei considerat ca o diafragmă (șaibă) perfect rigidă în planul său. Pozițiile relative ale pereților rămân astfel nemodificate la deplasările orizontale ale sistemului. Influența deformabilității diafragmei (șaibei) va fi analizată pe scurt în capitolul 6. Neglijând deformațiile de lunecare și de torsiune ale pereților, precum și diminuarea rigidității prin deplanarea secțiunilor cu pereți subțiri, putem calcula sistemele de pereți la forțe orizontale, considerând numai deformațiile de încovoiere în condițiile de compatibilitate. Un astfel de calcul ia în considerație translația și rotația planșeelor (v. 5.3.2,b). Trebuie amintit că un astfel de calcul elastic, chiar dacă reprezintă numai o aproximare, satisface condițiile de echilibru și conduce la o distribuție satisfăcătoare a forțelor pe fiecare perete și pentru stadiul inelastic.

Dacă doi sau mai mulți pereți sunt legați în planul lor prin grinzi de cuplare (v. fig. 5.11 și fig. 5.13), la calculul eforturilor secționale se va ține cont de zonele rigide de capăt ale grinzilor. Modelele de bară ale unor astfel de structuri pot fi luate ca în fig. 5.14 și calculate cu programul obișnuit pentru cadrele elastice. O altă posibilitate constă în modelarea grinzilor de cuplare ca elemente continue, elastice de-a lungul întregii înălțimi a peretelui (v. fig. 5.20) [C4, B1]. Acest procedeu este explicat mai detaliat în subcapitolul 5.3.2,c.

Trebuie subliniat încă o dată că exactitatea aproximării adoptate pentru rigiditate poate varia într-un domeniu foarte larg, în special pentru sistemele cu bare scurte (fig. 5.14). La pereții cuplați, deformațiile axiale ale montanților pot avea o influență mare asupra mărimii forțelor tăietoare în grinzile de cuplare. Stabilirea acestei modificări de lungime (deformații axiale) este extrem de dificilă după deschiderea fisurilor. Proprietățile de rigiditate ale secțiunilor sunt considerate de obicei concentrate pe axa centrelor de greutate sau pe o axă de referință. Sub eforturile de încovoiere pură în secțiunea nefisurată se produce numai rotirea în jurul centrului de greutate al secțiunii brute de beton, reprezentată în fig. 5.15 cu linia (1). După deschiderea fisurilor se produce aceeași rotire, însă în jurul axei neutre a secțiunii fisurate, linia (2), care

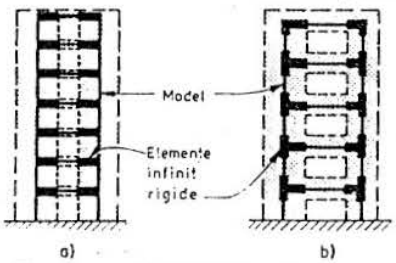


Fig. 5.14. Modelarea cadrelor cu bare scurte.

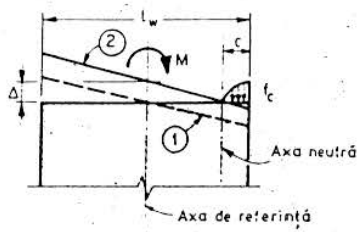


Fig. 5.15. Rotiri de încovoiere ale secţiunii fisurate şi nefisurate de perete.

corespunde cu alungirea Δ a axei mediane. Această alungire influenţează exactitatea calculului, în special atunci când trebuie stabilită comportarea dinamică a sistemului structural. Simpla observare a fig. 5.15 arată, de asemenea, că o modelare matematică mai precisă ar cere de fapt pentru fiecare punct pe înălţimea peretelui o poziţie diferită a axei neutre, în funcţie de eforturile secţionale reale, care ar influenţa la rândul ei eforturile secţionale. Aceste dificultăţi pot fi evitate prin utilizarea elementelor finite. Costurile pentru un calcul de o oarecare precizie pe baza elementelor finite nu sunt însă justificate din punct de vedere economic, întrucât consumul de timp şi efortul de calcul sunt mari, iar la baza lor stau datele unei structuri, dimensionate printr-o altă metodă oarecare.

c) Cu privire la calculul secţiunilor pereţilor

Pentru determinarea deformaţiilor, eforturilor unitare şi capacităţii de rezistenţă ale secţiunilor de perete putem apela la metoda cunoscută a echilibrului de forţe şi a compatibilităţii în ipoteza că secţiunile rămân plane (v. subcapitolul 3.3.2). Întrucât secţiunea peretelui structural diferă relativ mult faţă de secţiunea obişnuită a barelor din beton armat, în majoritatea cazurilor nu pot fi folosite mijloacele auxiliare uzuale de dimensionare, cum ar fi diagramele de interacţiune pentru încovoierea cu forţă axială a

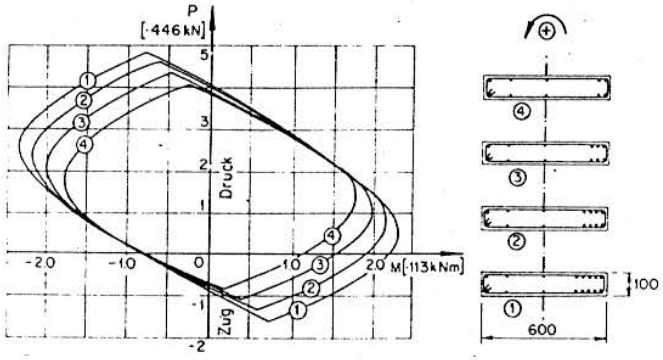


Fig. 5.16. Diagrama de interacţiune a unei secţiuni de perete armat nesimetric pentru încovoierea cu forţă axială.

secţiunilor dreptunghiulare. În mod frecvent este necesar să apelăm la dimensionarea secţiunilor de armătură, la relaţiile fundamentale şi să găsim "manual" soluţia [P1]. Calculul constă dintr-un număr de etape iterative care converg relativ repede şi se pretează relativ bine la programarea pe calculatoare personale (v. 3.3.2,b).

La calculul secţiunii peretelui structural pentru încovoiere cu forţă axială dificultatea de calcul poate apărea şi datorită dispunerii armăturii în mai multe straturi. Fig. 5.16 prezintă un exemplu simplu de secţiune cu armare diferită pe mai multe rânduri. Acest perete este tipic pentru pereţii structurali cuplaţi, conform fig. 5.11. Cele patru soluţii de armare sunt calculate pentru eforturile care apar la cote diferite ale peretelui. Atunci când momentul încovoietor (pozitiv) provoacă întinderea armăturii mai puternice la marginea din dreapta, este de aşteptat simultan o forţă de întindere în perete. În situaţia inversă, cu un moment negativ, care generează întinderea pe partea stângă, este de aşteptat simultan o forţă de compresiune. Subcapitolul 5.8 prezintă un exemplu de calcul pentru acest tip de comportare.

Momentele încovoietoare sunt exprimate ca un produs al forţei axiale cu excentricitatea aferentă, măsurată de la axa de referinţă a secţiunii peretelui structural, considerată de obicei în centrul de greutate al secţiunii nefisurate de beton (v. fig. 3.21). Se recomandă să se utilizeze aceeaşi axă de referinţă şi la calculul secţiunilor, dar trebuie să ţinem în permanenţă cont că axa centrului de greutate al secţiunii plastificate nu mai coincide cu axa de referinţă. De exemplu, rezistenţa maximă la întindere, respectiv la compresiune cu deformaţii specifice uniforme pe întrega secţiune (alungire, respectiv scurtare) rezultă dintr-o forţă axială excentrică faţă de axa centrului de greutate. Punctele corespunzătoare sunt reprezentate ca maximul, respectiv minimul curbelor din fig. 5.16. În această reprezentare pot fi introduse direct eforturile secţionale stabilite prin calculul static, deoarece în ambele cazuri s-a utilizat aceeaşi axă de

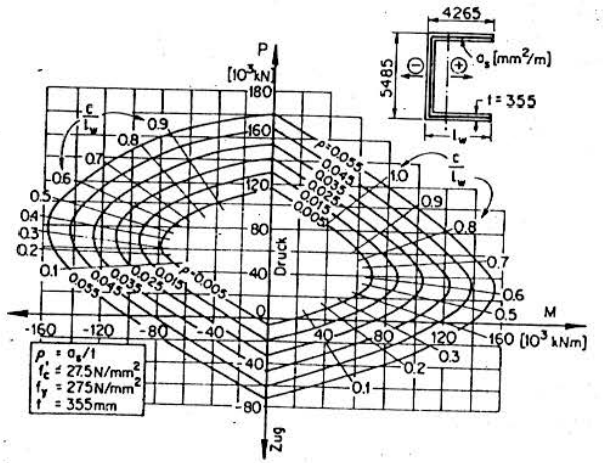


Fig. 5.17. Diagrama de interacţiune a unui perete cu secţiunea în U pentru încovoierea cu forţă axială.

referinţă. Diagrame similare de interacţiune pot fi stabilite şi pentru alte secţiuni pentru încovoiere cu forţă axială. Fig, 5.17 prezintă un exemplu pentru o secţiune în U cu o distribuţie uniformă a armăturilor. Se recomandă ca la calculul diferitelor combinaţii de încovoiere cu forţă axială să se menţină constantă poziţia axei neutre, de exemplu sub forma raportului c/l_w, deoarece aceasta oferă un punct bun de referinţă pentru ductilitatea necesară de curbură la orice rezistenţă.

5.3.2. Calculul pereţilor structurali

a) Determinarea forţelor seismice echivalente

Forţele seismice echivalente statice orizontale utilizate pentru determinarea eforturilor secţionale care, la rândul lor, conduc – prin dimensionare – la stabilirea capacităţii de rezistenţă necesare a sistemului se iau în conformitate cu prevederile normelor specifice. Capitolul 2 ne indică modul în care urmează să procedăm în cazul în care normele nu oferă asemenea date. Atât factorul de ductilitate, diferit în funcţie de tipul sistemului structural, cât şi alţi parametri, cum ar fi coeficientul de importanţă a clădirii, influenţa terenului de fundare etc. sunt precizate de obicei în normative.

Pentru a stabili mărimea forţei seismice echivalente orizontale totale, este necesară perioada fundamentală de oscilaţie a clădirii. Aceasta implică o estimare a rigidităţii în starea de fisurare avansată la eforturi mari, sub acţiuni dinamice de mare intensitate, dar aflate încă în domeniul elastic. Subcapitolul 5.3.1,a prezintă indicaţii cu privire la stabilirea acestei rigidităţi. Perioada fundamentală poate fi determinată cu ajutorul unui model geometric adecvat al sistemului, elaborat conform capitolului de faţă (v. 2.2.8,a)

Cu ajutorul perioadei proprii de oscilaţie poate fi stabilită forţa seismică echivalentă orizontală care este, apoi, distribuită pe înălţimea construcţiei (v. 2.2.8,d). Obţinem astfel forţele seismice echivalente de nivel. În continuare, forţele tăietoare de nivel determinate din forţele seismice urmează să fie distribuite pereţilor structurali şi, în sfârşit, să se calculeze eforturile secţionale pe baza modelului geometric. În capitolele următoare se face o trecere în revistă a calculului structural pentru două sisteme tipice de pereţi.

b) Eforturile secţionale în sistemele de pereţi structurali

Fig. 5.18 prezintă un model de calcul pentru un grup de pereţi structurali, distribuiţi oarecum în plan. La baza calculului elastic aproximativ stă ipoteza potrivit căreia pereţii structurali sunt legaţi la fiecare nivel prin diafragme orizontale (şaibe) foarte rigide în planul lor şi cu o mică rigiditate la încovoiere.

În cazul particular în care nu se produce o rotire în plan a diafragmei (şaibei) orizontale, pentru cei trei pereţi din fig. 5.18 rezultă la nivelul fiecărui planşeu deplasări orizontale egale. Pereţii participă deci la preluarea forţei seismice echivalente de etaj F, a forţei tăietoare de etaj V şi a momentelor de răsturnare de etaj M în funcţie de rigiditatea fiecăruia, care este proporţională cu momentul său de inerţie aşa cum a fost definit în subcapitolul 5.3.1:

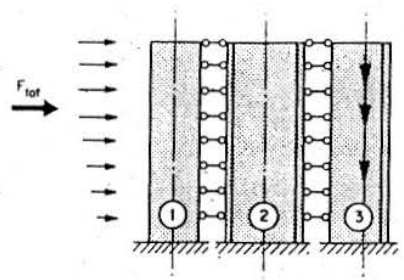


Fig. 5.18. Model pentru pereţi structurali individuali care conlucrează.

$$F_i = \frac{I_i}{\sum I_i} F \text{ sau } V_i = \frac{I_i}{\sum I_i} V \text{ sau } M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} M \qquad (5.18)$$

În fig. 5.19 este reprezentată o distribuţie caracteristică de pereţi structurali în plan. Acest sistem de pereţi poate fi calculat şi prin metoda lui Muto (v. subcapitolul 4.2.5). Dacă nu ţinem cont de amplificarea prin torsiune şi de excentricităţi (v. 2.3.1,b), forţa tăietoare de nivel V acţionează în centrul de greutate M al porţiunii de clădire aflate deasupra etajului considerat (secţiune orizontală). În scopuri practice ea poate fi înlocuită prin componentele ei V_x şi V_y. Pereţii au aceleaşi deplasări orizontale [fără rotirea diafragmei (şaibei) de etaj], numai atunci când aceste componente ale forţei tăietoare sunt aplicate în centrul de rigiditate S (centrul de forfecare, centrul de rotaţie) al structurii (definit etaj cu etaj). Este avantajos să se considere originea sistemului de coordonate în acest punct. Aplicând cele arătate în subcapitolul 4.2.5,f, vor trebui respectate următoarele condiţii:

$$\sum x_i I_{ix} = \sum y_i I_{iy} = 0 \qquad (5.19)$$

unde: I_{ix}, I_{iy} reprezintă momentul de inerţie al secţiunii de perete în raport cu axele respective ce trec prin centrul de greutate, fiind paralele cu axele de coordonate x şi, respectiv, y.

x_i, y_i – coordonatele centrelor de greutate ale secţiunilor de perete

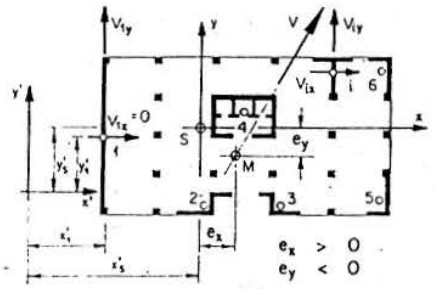


Fig. 5.19. Exemplu de distribuţie în plan a pereţilor structurali.

reprezentate cu *1, 2, ... i ...* în fig. 5.19 (diferențele dintre centrul de greutate și centrul de forfecare se neglijează).

În general, însă, se produce un moment de torsiune al întregului sistem de pereți care conduce la rotirea diafragmelor (șaibelor) orizontale în plan. Forța tăietoare de nivel V_{ix} respectiv V_{iy} din fiecare perete poate fi stabilită din forța tăietoare de nivel a întregii clădiri conform următoarelor ecuații:

$$V_{ix} = \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}} V_x + \frac{\left(V_x e_y - V_y e_x\right) y_i I_{iy}}{\sum \left(x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy}\right)} \tag{5.20}$$

$$V_{iy} = \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} V_y + \frac{\left(V_x e_y - V_y e_x\right) x_i I_{ix}}{\sum \left(x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy}\right)} \tag{5.21}$$

în care: x_i, y_i reprezintă distanța dintre centrul de forfecare al pereților individuali și centrul de rigiditate al întregului sistem (diferența dintre centrul de forfecare și centrul de greutate din fig. 5.19 sunt aici neglijate, dar nu în exemplul 5.7, v. 5.7.2).

În fig. 5.19 sunt reprezentate ca e_x și e_y distanțele pe direcțiile principale între centrul de rigiditate S și centrul de masă M. La aceasta trebuie să se adauge excentricitățile statice în plan e_{sx} și e_{sy} (pozitive în direcția axelor)*) . În cele mai multe norme sumele celor două excentricități sunt denumite excentricități de calcul e_{dx} și e_{dy} (v. 2.3.1,b și 4.2.5,h).

Aproximările de mai sus pot fi aplicate și în cazul în care pereții au grosime variabilă pe înălțimea clădirii, cu condiția ca grosimea tuturor pereților să scadă, pe înălțime, în mod proporțional, astfel încât rigiditățile lor relative să rămână aceleași. La modificări mari ale rigidităților I_{ix} și I_{iy} în anumiți pereți, de la un etaj la altul, procedeul poate conduce la erori mari, care pot fi însă reduse prin judecăți inginerești. O altă soluție posibilă, în special în cazul sistemelor mai complicate, constă în utilizarea unor programe adecvate de calcul automat.

Ipoteza legării pereților structurali prin diafragme (șaibe) perfect rigide este mai puțin sigură în cazul pereților structurali decât în cazul structurilor în cadre. Rigiditățile pereților și ale planșeelor pot fi de același ordin de mărime, în special în cazul clădirilor cu mai puțin de cinci niveluri. Transmiterea forțelor orizontale poate produce deformații semnificative ale diafragmelor (șaibelor), în special în cazul celor prefabricate. Pentru astfel de clădiri s-au constatat abateri ale distribuției forțelor orizontale cu un ordin de mărime de 20 – 30 % din distribuția dată de metoda simplificată [U3]. Un procedeu mai precis este necesar mai ales pentru evaluarea forțelor de legătură între elementele prefabricate ale planșeelor și pereții structurali. Flexibilitatea diafragmelor (șaibelor) va fi discutată mai detaliat în subcapitolul 6.4.3.

Legăturii dintre planșeele cu rol de diafragmă (șaibă) și pereții structurali trebuie să i se acorde atenție încă din faza de proiectare preliminară. În mod frecvent, în planșee

*) În literatura română de specialitate, acestea sunt denumite „excentricități adiționale" (v. Normativul P 100-92, pct. 5.7) (n. trad.).

sunt necesare goluri mari pentru trecerile de conducte, care pot avea o influență negativă importantă asupra rigidității și capacității de rezistență ale diafragmelor și, prin aceasta, asupra participării tuturor pereților la preluarea forțelor pe sistem. În clădirile cu o secțiune neregulată în plan, de exemplu în formă de L, colțurile intrânde pot provoca o fisurare prematură, însoțită de pierderea de rigiditate corespunzătoare [P37] (v. fig. 1.10).

Cu cât deformațiile inelastice ale structurii cu pereți sunt mai mari, cu atât aceasta devine mai puțin sensibilă la aproximarea din calculul elastic al eforturilor secționale. Din acest motiv, pentru obținerea soluției celei mai avantajoase, se poate proceda și la o redistribuire inelastică a eforturilor secționale. Astfel, de exemplu, peretele (3) din fig. 5.18 poate fi supus unor încărcări gravitaționale mult mai mari decât ceilalți doi pereți. Chiar fără o armare suplimentară, el va putea prelua momente încovoietoare mai mari, datorită efectului favorabil al forței axiale de compresiune mai mari (v. fig. 5.16) și, astfel, poate deveni mai ușoară preluarea momentelor de răsturnare la nivelul fundației. Din acest motiv se propune [X3] ca la sistemele structurale cu pereți să putem reduce forța seismică echivalentă ce revine pentru un perete cu până la 30 % și să o redistribuim celorlalți pereți.

Modul în care se verifică zonele de formare a articulațiilor plastice din pereții structurali din punctul de vedere al ductilității necesare și cum se alcătuiesc constructiv vor fi explicate ulterior.

c) Eforturile secționale în pereții structurali cuplați

1. Calculul pe un model continuu al pereților structurali elastici cuplați. Avantajele pereților structurali cuplați precum și modelele matematice de calcul la forțe seismice echivalente vor fi analizate în subcapitolul 5.2.2. Calculul static la forțele seismice echivalente poate fi efectuat modelând peretele cuplat ca un cadru (fig. 5.14) sau în ipoteza legăturii continue între montanții peretelui. Acest mod de calcul, denumit uneori "calcul laminar", reduce problema, static nedeterminată, la rezolvarea unei singure ecuații diferențiale. Rigiditatea montanților și a riglelor de cuplare se iau constante pe toată înălțimea peretelui, iar forțele exterioare se definesc ca funcții continue, respectiv ca forțe concentrate. După cum se arată în fig. 5.20, cel mai adesea se iau în considerare forțe distribuite triunghiular, forțe distribuite constant pe înălțimea pereților sau forțe concentrate. Riglele de cuplare cu deschiderea liberă l_n se înlocuiesc, la fiecare nivel, cu un strat continuu, care distribuie pe înălțimea etajului proprietățile riglei. Întrucât rotirile ambilor montanți sunt aceleași la aceeași înălțime, la mijlocul deschiderii riglelor de cuplare nu apar momente încovoietoare, ci numai forțe tăietoare $q(x)$.

Pe fiecare din cei doi montanți ai acestui sistem vor acționa (v. fig. 5.20):
- momentele încovoietoare M_1 și M_2;
- forțele tăietoare V_1 și V_2;
- forța axială T;
- reacțiunile stratului continuu, laminar q și p.

Pentru exprimarea condițiilor de compatibilitate se va ține cont de deformațiile de încovoiere și de cele din forțe axiale în pereți precum și de deformațiile de încovoiere și din forțele tăietoare ale riglelor de cuplare. Toate aceste forțe sunt funcții continue de x,

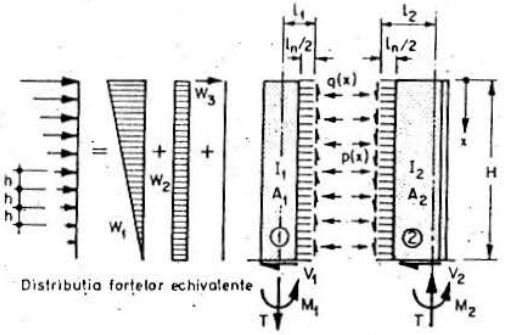


Fig. 5.20. Forţe exterioare şi interioare şi schema pentru calculul, pe baza unui model continuu, al pereţilor structurali cuplaţi.

dar pot fi transformate uşor în forţe seismice echivalente discrete sau distribuite pe fiecare etaj [P1].

Această metodă de calcul este discutată detaliat în literatură [B1, R1, R2] şi au fost publicate tabele de calcul pentru stabilirea uşoară a distribuţiei eforturilor secţionale conform fig. 5.20 [R2, C5, C6].

Importanţa rigidităţii relative pentru comportarea elastică a pereţilor structurali cuplaţi va fi explicată cu ajutorul unui studiu parametric pe secţiunea unui nucleu de clădire conform fig. 5.21. În această clădire cu 12 niveluri grosimea pereţilor rămâne constantă, de 350 mm, iar înălţimea etajelor este de asemenea constantă, de 3,50 m. Înălţimea riglelor de cuplare cu lăţimea de 300 mm pentru oricare etaj variază în general între 1500 şi 250 mm. Pentru înălţimile de peste 400 mm, rigiditatea acestor grinzi a fost determinată cu ajutorul ecuaţiei (5.12), iar pentru înălţimile mai mici, cu ecuaţia (5.13). În continuare, cuplarea tuturor etajelor a fost studiată numai prin plăci cu grosimea de 150 mm şi lăţimi active de 1200, 600 şi 300 mm. fig. 5.22 prezintă comportarea acestui sistem sub acţiunea forţelor seismice echivalente de mărimile: W_1=2000 kN, W_2=700 kN, W_3= 300 kN (notaţiile conform fig. 5.20).

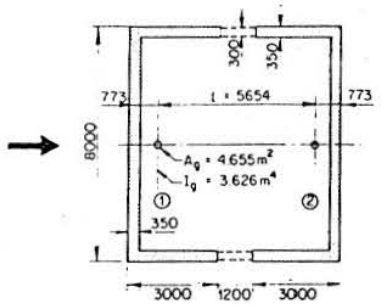
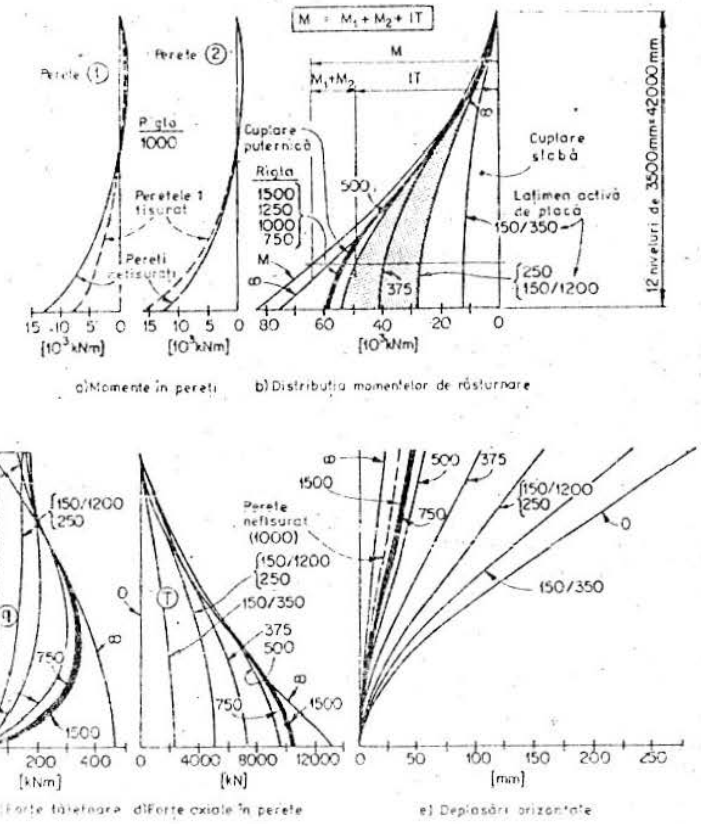


Fig. 5.21. Exemplu de nucleu al unei clădiri.

Fig. 5.22,*a* compară momentele încovoietoare din montanţi pentru cazul în care considerăm că amândoi pereţii sunt nefisuraţi şi cel în care peretele întins (1), cu rigiditatea determinată conform ecuaţiei (5.9), este considerat fisurat. În ambele cazuri, toate riglele de cuplare sunt luate cu înălţimea de 1000 mm. Se vede că peretele (2) este mult mai solicitat datorită fisurării peretelui (1).



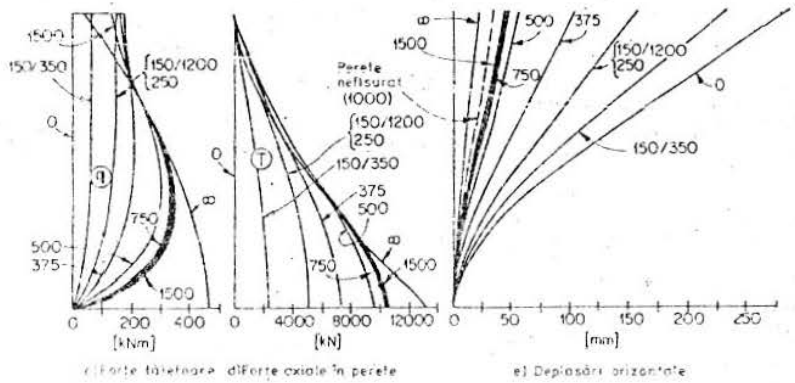


Fig. 5.22. Comportarea nucleului unei clădiri cu pereţi structurali cuplaţi la forţe seismice echivalente statice.

Fig. 5.22,*c* prezintă [în ipoteza peretelui (1) fisurat] evoluţia forţei tăietoare distribuite q funcţie de variaţia înălţimii riglelor de cuplare. În cazul riglelor de cuplare înalte, cu grosime mare, forţele sunt mari în treimea inferioară şi scad repede pe înălţimea clădirii. Aceasta se datorează deformaţiilor axiale din pereţi produse de forţa axială. Din acest motiv, riglele de cuplare superioare sunt descărcate. În cazul unor rigle de cuplare mai flexibile, dimpotrivă, forţa tăietoare q depinde de rotirea locală în montanţi şi, din această cauză, este distribuită uniform pe înălţime. Curba din dreapta

prezintă variația pentru un grad de cuplare infinit rigid al celor doi pereți. Această curbă este proporțională cu forța tăietoare sub acțiunile W_1, W_2 și W_3.

Forța tăietoare din rigle și, prin urmare, forța axială din montant, sunt prezentate în fig. 5.22,*d*. Aceste curbe sunt puternic influențate de modificarea înălțimii riglelor de cuplare de la 500 la 1500 mm, în special la etajele superioare. Pare însă să existe o limită a înălțimii, respectiv a rigidității grinzilor de cuplare, pentru care forța axială nu scade cu mult pentru grinzile mai joase. Acest aspect trebuie neapărat avut în vedere la proiectarea preliminară a pereților structurali cuplați.

Relația dintre eforturile secționale reprezentate în fig. 5.22,*b* a fost exprimată cu ecuația (5.4):

$$M = M_1 + M_2 + lT$$

Din acest exemplu reiese că putem obține o cuplare foarte eficientă, începând cu grinzi cu înălțimea de 500 mm, întrucât fracțiunea lT din momentul de răsturnare devine relativ mare. O creștere suplimentară a rigidității grinzii nu mai mărește în mod corespunzător efectul de cuplare.

La o cuplare cu grinzi înalte de 250 mm sau cu o placă groasă de 150 mm și cu lățimi active diferite, ambii montanți devin console pure, iar ponderea momentelor încovoietoare M_1+M_2 crește foarte mult. Suprafața punctată din figuri indică o zonă în care ar trebui să se găsească, conform ecuației (5.7), contribuția lT, pentru a permite o disipare bună a energiei.

În sfârșit, în fig. 5.22,*e* sunt reprezentate deformatele elastice ale structurii. Marele avantaj al cuplării eficiente constă în micșorarea deplasărilor și acest efect este vizibil în figură. Trebuie subliniat că deplasările inelastice care se dezvoltă în caz de cutremur sunt și ele, corespunzător, mai mici.

2. Redistribuția eforturilor secționale în pereți cuplați elastoplastici. Calculul pe sistemul elastic, ca în exemplul anterior, constituie baza dimensionării și repartizării capacității de rezistență pe diferitele elemente. Trebuie să reamintim că sub acțiuni seismice de mare intensitate, zone mari ale structurii suportă deformații plastice. La aceasta se adaugă faptul că pentru dezvoltarea completă a mecanismului de disipare de energie este necesară o anumită ductilitate. Mecanismul de disipare de energie, reprezentat în fig. 1.4,*a* pentru cadre cu stâlpi puternici și grinzi slabe este foarte asemănător. Un mecanism asemănător, în cazul pereților cuplați, implică plastificarea tuturor riglelor de cuplare și dezvoltarea unei articulații plastice la baza fiecărui montant, în timp ce în tot restul sistemului sunt așteptate numai deformații elastice. Situația aceasta se datorează faptului că pereții sunt în mod normal mult mai puternici decât grinzile de cuplare. Fig. 5.23 prezintă un mecanism de acest gen. Ca și la cadrele ductile (v. 4.3.2), și în acest caz se poate proceda la o redistribuție a eforturilor secționale. Obținem, pe această cale, distribuții mai avantajoase ale armăturilor. Calculul elastic a condus la momentele încovoietoare reprezentate cu M_1 și M_2 în fig. 5.23,*a* și *b*. La aceasta s-a ținut cont, conform subcapitolului 5.3.1, de influențele fisurării. Cu toate că M_1 este mai mic decât M_2, este necesar un procent mai ridicat de armare, deoarece peretele (1) este supus, pe lângă moment încovoietor, la o forță axială mare de întindere. Dimpotrivă, rezistența peretelui (2) este mărită de forța lui axială de

compresiune. Din acest motiv, momentul încovoietor din peretele (1) poate fi micșorat cu până la 30 %, iar cel al peretelui supus la compresiune trebuie mărit cu aceeași valoare. Această redistribuire a momentelor încovoietoare este reprezentată prin hașuri în fig. 5.23,*a* și *b*. La pereții structurali ductili pot fi admise redistribuiri mult mai mari ale momentelor, limitarea indicată la maximum 30 % stabilește o valoare limită prudentă în scopul limitării fisurării la cutremure de intensitate medie. Ca urmare a redistribuirii momentelor se modifică cu același ordin de mărime și forțele tăietoare din pereți.

Considerații similare conduc la o redistribuire intenționată a forțelor tăietoare în riglele de cuplare. S-a dovedit că riglele de cuplare pot prezenta o ductilitate considerabilă [P1, P21]. Ele trebuie însă să fie calculate și alcătuite constructiv în mod corespunzător pentru deformațiile plastice foarte mari care se pot dezvolta (v. subcapitolul 5.4.4). O distribuție caracteristică, determinată prin calcul elastic, a forțelor tăietoare este prezentată în fig. 5.23,*c* (curba). Din considerente practice vor fi prevăzute cât mai multe rigle de cuplare egale. Prin aceasta asigurăm posibilitatea de a folosi redistribuirea forțelor tăietoare pe direcție verticală și, de aici, a momentelor din riglele de cuplare. Reducerea forței tăietoare într-o riglă de cuplare nu trebuie să depășească 20 % din valoarea calculată elastic. Acest procedeu permite alcătuirea identică a unui număr mai mare de grinzi de cuplare.

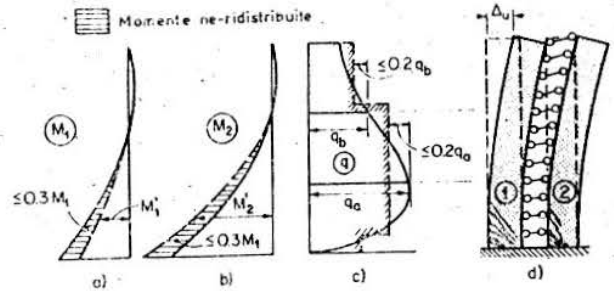


Fig. 5.23. Redistribuirea momentelor pe exemplul unui nucleu de clădire din pereți structurali cuplați.

La redistribuirea forțelor tăietoare pe direcție verticală trebuie să ne asigurăm că suma forțelor tăietoare a tuturor riglelor de cuplare care generează, ca forță axială în pereți, partea de moment lT la baza peretelui, rămâne nemodificată. Aceasta înseamnă că nu este permis ca suprafața aflată sub linia întreruptă din fig.5.23,*c* să fie mai mică decât suprafața aflată sub curba inițială din calculul elastic. Această suprafață nu trebuie depășită în mod semnificativ deoarece, în caz contrar, s-ar mări în mod inutil rezistența sistemului structural la momentele de răsturnare. În exemplul de calcul pentru pereții structurali cuplați (subcapitolul 5.8) se arată cum putem controla ușor acest lucru.

Ținând cont de condițiile de echilibru, în ecuația (5.4) este de asemenea posibil să modificăm ponderile momentelor M_1+M_2 și l·T, ceea ce influențează forța axială T și forțele tăietoare din grinzile de cuplare. Calculul respectiv este însă aproape nejustificat,

deoarece cu cele două redistribuiri descrise mai sus, conform cu fig. 5.23, putem găsi în majoritatea cazurilor o soluție economică și practică.

3. Pereți cuplați cu secțiune variabilă. Calculul pe un model continuu este, în general, foarte indicat, deoarece eforturile se obțin ca funcții simple continue. Imediat ce apare însă o modificare bruscă a geometriei și, în consecință, a rigidității, lucru adesea inevitabil în practică, intervin dificultăți matematice care nu pot fi depășite în cadrul proiectării. S-au făcut diferite propuneri în vederea depășirii acestei probleme prin aproximări, dar în aceaste condiții avantajele calculului simplu liniar se pierd. Se poate apela, în orice situație, la calculul automat, ținând cont de proprietățile speciale ale grinzilor de cuplare înalte (v. fig. 5.14).

Calculul pe un model continuu poate fi efectuat și prin metoda diferențelor finite [S2], care permite să păstrăm o mare parte a metodei simple inițiale. Exactitatea este suficientă, cu condiția de a împărți structura în 40 de fâșii.

Ambele metode ale calculului pe model continuu (cu ajutorul tabelelor sau prin metoda diferențelor finite) pot fi adaptate la diferite condiții de margine, cum ar fi încastrarea parțială la baza peretelui, pentru a lua în considerație rotirea fundațiilor.

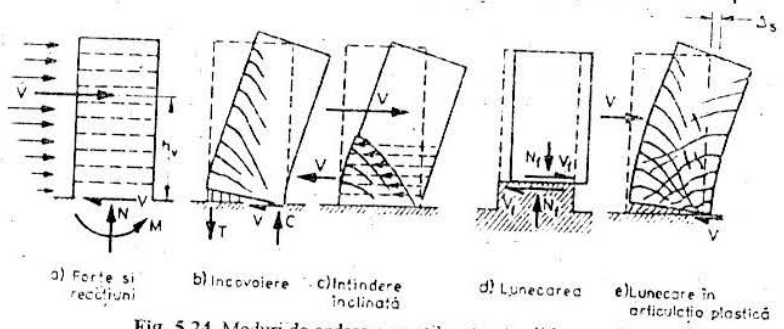


Fig. 5.24. Moduri de cedare a pereților structurali în consolă.

În același mod poate fi luată în considerație situația frecvent întâlnită a cuplării rigide a pereților în etajele superioare. Cu excepția cazului unor grinzi de cuplare foarte flexibile, o astfel de legare nu influențează eforturile hotărâtoare în cele două treimi inferioare ale sistemului structural. În treimea superioară pot surveni măriri importante ale momentelor pereților și ale forțelor axiale dar, cum reiese și din fig. 5.22, acestea sunt practic nesemnificative pentru dimensionare.

5.4. Dimensionarea și alcătuirea constructivă

La baza dimensionării și a alcătuirii constructive a pereților structurali se află cunoașterea modurilor posibile de cedare ale acestora. Pentru a obține comportarea dorită, este necesar să respectăm anumite reguli de calcul și alcătuire constructivă în ceea ce privește rezistența la încovoiere și ductilitatea, cât și pentru obținerea rezistenței necesare la forfecare. În mod similar se va proceda și în cazul grinzilor de cuplare și al pereților structurali cuplați.

5.4.1. Moduri de cedare

Premisa pentru proiectarea preliminară și pentru calculul unui sistem cu pereți structurali ductili este ca efortul capabil, deformațiile inelastice și, prin aceasta, disiparea de energie din întregul sistem să fie controlate prin articulații plastice, care să se dezvolte în zonele stabilite de la început. Nu se va permite formarea unor mecanisme casante sau cu ductilitate insuficientă.

Cu ajutorul metodei proiectării capacității de rezistență poate fi asigurată o anumită ierarhie a eforturilor capabile care să conducă la mecanismele dorite.

Disiparea de energie într-un perete structural solicitat prin forțe orizontale trebuie să se producă, în principal, prin curgerea armăturii de încovoiere în zona articulației plastice, aflată, în majoritatea cazurilor, la baza peretelui (v. fig. 5.24,*b* și *e*). Modurile de cedare care trebuie obligatoriu preîntâmpinate sunt cele datorate compresiunii oblice și, în special, întinderii oblice (fig. 5.24,*c*), provocate de forțele tăietoare. Este, de asemenea, necesară evitarea pierderii stabilității porțiunilor subțiri de perete, flambajul armăturii comprimate, cedarea datorată lunecării de-a lungul rosturilor de execuție (v. fig. 5.24,*d*) precum și cedarea în zonele de îmbinare prin petrecere a barelor de armătură sau în zonele de ancorare a acestora, în urma suprasolicitării aderenței. De asemenea, trebuie limitată, la un nivel acceptabil, scăderea capacității de disipare de energie prin degradarea de rezistență și rigiditate, generate, în principal, de acțiunea forțelor tăietoare. Aceste aspecte vor fi discutate în subcapitolul 5.4.3, în care se fac referiri speciale la fig. 5.45.

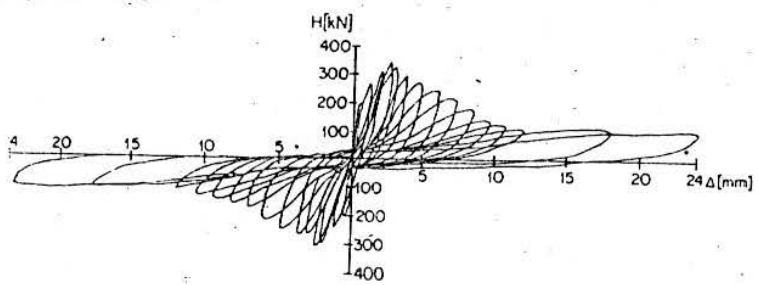


Fig. 5.25. Comportarea histeretică a unui perete structural cu rezistență insuficientă la forfecare.

Un exemplu de comportare la solicitare ciclică a unui perete structural, alcătuit extrem de inadecvat, este dat în fig. 5.25. Scăderea permanentă a efortului capabil și a capacității de disipare a energiei sunt evidente. Rezistența insuficientă la forfecare a fost hotărâtoare pentru comportarea nesatisfăcătoare a acestui perete.

Fig. 5.26 prezintă comportarea vizibil ameliorată la încercare a unui perete alcătuit conform metodelor obișnuite de dimensionare [A1], prin care nu au fost luate măsuri speciale pentru ameliorarea disipării de energie [O1]. Și în acest caz este vizibilă o scădere progresivă a rigidității la creșterea ductilității de deplasare. Se poate constata, de asemenea, că la deplasare egală cu cea din ciclul precedent de solicitare, efortul capabil anterior nu mai este atins. Cu toate că efortul capabil la sfârșitul fiecărui ciclu de solicitare, reprezentat prin înfășurătoarea din fig. 5.26, este apropiat de cel al unui

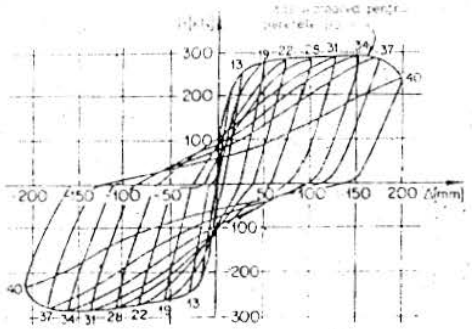


Fig. 5.26. Comportarea histeretică a unui perete structural cu deformații mari de forfecare.

perete identic, dar solicitat numai pe o direcție [B3], capacitatea de disipare a energiei pentru cei doi pereți este foarte diferită.

În ultimul timp au fost elaborate, în special în Japonia și în Statele Unite, numeroase lucrări teoretice pentru modelarea matematică a comportării histeretice cu rigiditate și efort capabil descrescătoare. Scopul acestor studii era de a oferi posibilitatea unei tratări matematice perfecționate a comportării neliniare a elementelor structurale la diferite excitații seismice. Aceste studii pornesc de la premisa potrivit căreia, comportarea conform fig. 5.25 și 5.26 este inevitabilă și corespunde naturii betonului armat.

În capitolele următoare se va demonstra însă că această ipoteză nu este în mod obligatoriu cea reală și că pereții structurali din beton armat, ale căror porțiuni critice au fost alcătuite cu atenția cuvenită, prezintă o comportare simțitor mai bună.

Fig. 5.27 prezintă comportarea unui perete cu secțiune dreptunghiulară la o încercare efectuată la scara 1:3. Se observă că s-a putut obține o comportare foarte stabilă până la o ductilitate de deplasare de cel puțin $\mu_\Delta = 4$ [P27, P53]. Cedarea în urma pierderii stabilității, care va fi discutată mai amănunțit ulterior, s-a produs numai după încă două cicluri, la o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta = 6$, care corespundea unei deplasări laterale a peretelui egale cu 3,5 % din înălțimea acestuia. Peretele încercat constituia o parte dintr-un perete structural cuplat având o forță axială din încărcări gravitaționale de aproximativ $0{,}1\, f_c' A_g$. În timpul deplasării ciclice, forța axială s-a modificat conform valorilor indicate în fig. 5.27, și anume numai în momentele în care era atinsă deplasarea maximă a unui ciclu de solicitare. Curbele prezintă foarte clar dezvoltarea suprarezistenței la încovoiere. $M_{i,eff}$ reprezintă efortul capabil determinat cu ajutorul valorilor forței axiale indicate mai sus, cu efort unitar de curgere a armăturii de 440 N/mm^2 (rezistența de calcul = 380 N/mm^2. Pentru μ_Δ= +4 rezultă:

$$M_{max}/M_i \approx (440/380)(1190/1070) = 1{,}29.$$

Pentru μ_Δ=−4 valoarea devine 1,20. Astfel, coeficientul de suprarezistență pentru efortul capabil, conform ecuației (1.13), $\lambda_o \approx 1{,}25$. Pentru μ_Δ=6 acesta crește la

aproximativ 1,38, deci aproximativ egal cu valoarea λ_o=1,40, care este recomandat în [X3] pentru pereții ductili și pentru oțelul cu f_y= 380 N/mm^2 (v. 3.2.2,a).

Comportarea histeretică observată la pereții structurali cu o alcătuire constructivă adecvată este asemănătoare cu cea a grinzilor. Capacitatea de rotire plastică a pereților structurali poate fi diminuată de eforturile de forfecare, cum se va analiza mai amănunțit în subcapitolul 5.4.3. Deformațiile de forfecare (lunecare) pot fi și ele mult mai importante într-un perete decât în altul, în special în zonele solicitate elastic [O2].

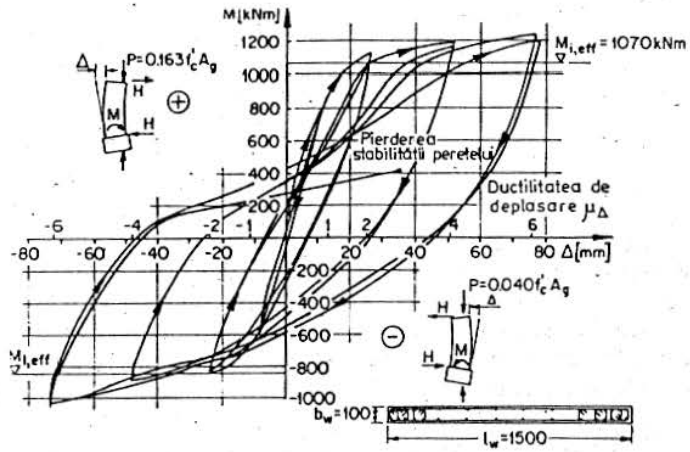


Fig. 5.27. Comportarea histeretică stabilă a unui perete structural ductil.

5.4.2. Dimensionarea la încovoiere și ductilitate

a) Comportarea la încovoiere

Dimensionarea la încovoiere a pereților structurali se bazează pe principiile cunoscute ale dimensionării structurilor din beton armat, care au fost analizate pe scurt în subcapitolele 3.3.2 și 5.3.1,c (v. și fig. 3.18 și 3.21). Capacitatea unei secțiuni de a suporta rotiri plastice, exprimată ca ductilitate de curbură, rezultă din aceleași principii. Rezistența unei secțiuni de perete la încovoiere și forța axială și ductilitatea aferentă de curbură, în zona articulațiilor plastice, pot fi determinate plecând de la deformațiile specifice corespunzând ipotezei plane. Se acceptă o scurtare limită a betonului $\varepsilon_{cu} \approx 0{,}003$ pentru secțiuni cu un grad obișnuit de armare.

Influența *forței axiale* asupra ductilității limită de curbură poate fi observată în fig. 5.28. Poziția (1) a secțiunii plane este valabilă la încovoiere simplă sau la încovoierea cu o forță axială redusă de compresiune și, în special, la încovoiere cu forță axială de întindere. Înălțimea zonei comprimate c_1 este mică în comparație cu lățimea totală a peretelui l_w. Din acest motiv, ductilitatea limită de curbură Φ_u/Φ_y ia valori

considerabile și este, în majoritatea cazurilor, suficient de mare pentru a permite rotațiile necesare ale articulațiilor plastice în cazul unui cutremur de mare intensitate.

Dacă peretele este supus la încovoiere cu o forță axială mare de compresiune, devine necesară o zonă comprimată mare a secțiunii, ceea ce corespunde unei distanțe mai mari la axa neutră c_2. Distribuția deformațiilor specifice reprezentată prin planul (2) arată că ductilitatea limită de curbură rezultată este mult mai mică.

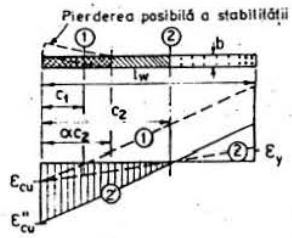


Fig. 5.28. Distribuția deformațiilor specifice ale secțiunilor dreptunghiulare de pereți structurali.

Un perete cu o forță axială mare de compresiune ar trebui însă să prezinte aceeași ductilitate de curbură ca un perete supus la încovoiere simplă sau la încovoiere cu forță axială de întindere. Acesta este cazul unui perete comprimat dintr-un sistem de pereți structurali cuplați (v. fig. 5.11). Acesta ar trebui să fie capabil să dezvolte o distribuție a deformației specifice conform dreptei (2'), paralelă cu dreapta (1) care aparține peretelui întins. Acest fapt ar genera scurtări ale betonului ε''_{cu} pe fața comprimată, mult peste valoarea ε_{cu}. Această curbură poate fi atinsă numai atunci când betonul supus unor eforturi atât de mari este confinat în mod corespunzător. Confinarea betonului este analizată în subcapitolul 5.4.2,e.

Influența formei secțiunii asupra ductilității limită de curbură poate fi analizată cu ajutorul reprezentării pereților cu secțiunea în U din fig. 5.29.

În cazul peretelui (A), supus acțiunii indicate de săgeată, forța de compresiune, corespunzătoare sumei forțelor de curgere ale armăturilor din aripi și unei forțe axiale de compresiune considerabile, poate fi preluată de zona relativ îngustă, marcată prin haşuri, din inimă. Înălțimea zonei comprimate c_1 este foarte mică și înclinarea mare a planului potențial de deformare specifică, marcat prin haşuri, permite o curbură foarte mare. Acesta poate fi chiar inutil, deoarece curbura necesară este probabil mai apropiată de cea reprezentată prin linia continuă. Scurtarea fibrei externe de beton rămâne, deci, în afara valorilor critice. În astfel de cazuri, chiar la ductilități relativ mici necesare, consolidarea armăturii poate dezvolta momente încovoietoare care depășesc mult valorile stabilite cu rezistența de calcul.

Peretele (B) necesită, dimpotrivă, o înălțime mare a zonei comprimate c_2 pentru a echilibra suma forțelor de curgere ale barelor de armătură din inimă și forței axiale de compresiune. Chiar și armătura minimă necesară a inimii dezvoltă la curgere o forță de întindere semnificativă. După cum arată linia întreruptă, curbura este insuficientă pentru îndeplinirea acelorași cerințe de ductilitate ca la peretele (A) (linia continuă).

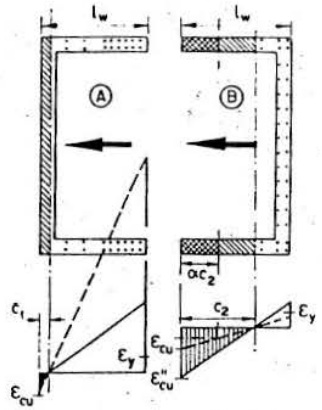


Fig. 5.29. Distribuția deformațiilor specifice ale secțiunilor în U de pereți structurali.

Dacă vrem să evităm o rupere casantă, scurtările mari ale betonului la capetele aripii peretelui (B) necesită în mod obligatoriu o confinare a betonului.

Rezultă deci că raportul între înălțimea zonei comprimate c și lățimea peretelui l_w reprezintă o valoare hotărâtoare. Dacă ductilitatea necesară de curbură trebuie atinsă fără confinare, raportul c/l_w trebuie limitat (v. subcapitolul 5.4.2,d).

Ca și în cazul stâlpilor și grinzilor, mărirea efortului capabil al pereților structurali se bazează pe rezistențele de calcul f'_c și f_y. La deformații inelastice mari, în special atunci când devin necesare ductilități mari de curbură (v. fig. 5.26), pot fi mobilizate însă în secțiune rezistențe mult mai mari. Conform principiului proiectării capacității de rezistență, această mărire trebuie luată în considerație. Ea poate fi exprimată prin coeficientul de suprarezistență $\Phi_{o,w}$, care, în cazul pereților structurali plini, este definit și prin raportul dintre rezistența la încovoiere la suprarezistență și momentul încovoietor datorat forțelor seismice echivalente (valoarea de dimensionare a efortului), ambele în secțiunea de încastrare [v. ecuația (5.31)].

b) Asigurarea stabilității peretelui

La grosimi mici ale pereților structurali apare pericolul cedării premature prin pierderea stabilității în zona articulațiilor plastice sub eforturi mari de compresiune. Așa se întâmplă în cazul în care, conform distribuției de deformații specifice (2') din fig. 5.28, este necesară o înălțime mare a zonei comprimate și lungimea articulației plastice este egală sau depășește înălțimea unui etaj. Problema este agravată de influența eforturilor inelastice ciclice. Cedarea datorată instabilității nu ar trebui să fie hotărâtoare pentru comportarea pereților structurali în caz de cutremur.

Pentru stăpânirea flambajului secțiunilor de beton armat cu pereți subțiri nu există o soluție teoretică directă și simplă. Cunoașterea mecanismului de cedare îl ajută pe inginerul proiectant să evite influențele nefavorabile asupra comportării ductile generale a pereților. Din acest motiv, în capitolele următoare vor fi discutați pe scurt parametrii principali de care depinde stabilitatea pereților și influența acestora.

La ductilităţi mari de curbură armăturile dispuse la capetele pereţilor sunt supuse unor deformaţii specifice mari de întindere (v. fig. 5.27). Prin aceasta se dezvoltă fisuri cu o deschidere destul de mare, distribuite uniform pe înălţime şi aproximativ orizontale (v. fig.5.44). Această stare este reprezentată schematic în fig. 5.30,*a*. Efortul unitar şi deformaţia specifică a barelor de armătură aflate în această stare este marcată în fig. 5.31 prin punctul *A*.

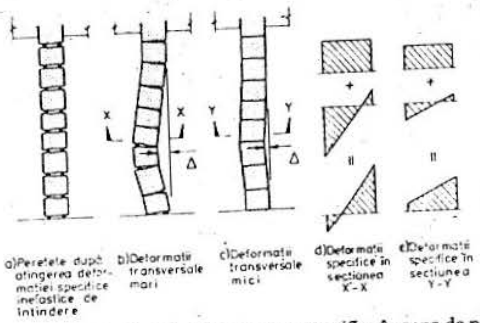


Fig. 5.30. Deformaţiile şi distribuţiile deformaţiilor specifice în zona de pierdere a stabilităţii unei secţiuni de perete.

Alţi parametri importanţi care influenţează pierderea stabilităţii sunt însă mai greu de definit. Lungimea de flambaj a fâşiei de perete supuse compresiunii depinde, printre altele, de gradul de încastrare în fundaţie şi în dreptul primului planşeu de deasupra zonei plastice. Fâşiile învecinate, supuse la întindere, exercită un efect de stabilizare.

La inversarea sensului deplasării peretelui se produce întâi o descărcare completă (punctul *B*). La reducerea în continuare a forţei orizontale şi, în cazul pereţilor cuplaţi, la creşterea forţei axiale de compresiune în bare apar eforturile de compresiune $f_{s,x}$. În cazul în care fisurile reprezentate în fig. 5.30,*a* nu se închid, întreaga forţă internă de compresiune urmează a fi preluată de barele de armătură. Datorită efectului

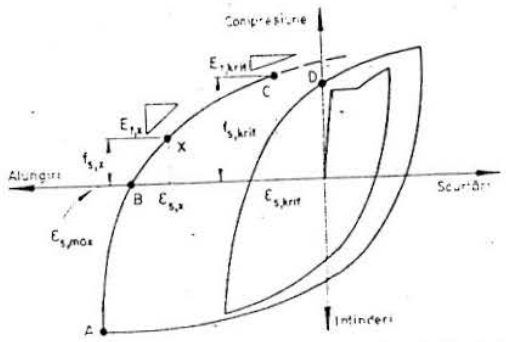


Fig. 5.31. Curba caracteristică a armăturii înainte de flambaj.

Bauschinger (v. 3.2.2,c) modulul de elasticitate $E_{t,x}$ al oţelului de armătură este, în acest stadiu, redus (punctul *X* în fig. 5.31). Flambajul barelor de armătură şi, în consecinţă, pierderea stabilităţii peretelui poate începe, atunci când la punctul *c* din fig. 5.31 modulul tangenţial este micşorat până la o valoare critică $E_{t,crit}$, iar fisurile sunt în continuare deschise.

Ca urmare a variaţiei momentului de răsturnare, scurtările de compresiune şi eforturile unitare variază pe înălţimea peretelui. Din acest motiv variază şi modulul tangent al oţelului în funcţie de distanţa de la secţiunea inferioară de încastrare şi de distanţa la marginea comprimată a peretelui.

Fig. 5.32. Cedarea unui perete datorită pierderii de stabilitate [P44].

Atunci când fisurile orizontale se închid (fig. 5.30,*c*) înainte de a se atinge starea critică descrisă (punctul *C* din fig. 5.31), se dezvoltă eforturi unitare de compresiune în beton. Prin închiderea fisurilor, peretele se rigidizează iar flambajul lateral poate fi evitat la acest nivel de solicitare.

Dacă procesul de pierdere a stabilităţii este totuşi iniţiat, deplasările orizontale pot fi limitate numai în cazul în care, pe secţiune, este posibilă o nouă stare de echilibru. Secţiunea ar trebui să fie capabilă să preia eforturile unitare generate de momentul încovoietor şi de forţa axială precum şi cele din momentul încovoietor transversal datorat excentricităţii laterale (v. fig. 5.30,*d* şi *e*).

Dacă la începutul pierderii stabilităţii deschiderile fisurilor sunt mari, deplasările transversale pot creşte rapid sub solicitări relativ mici. Aceasta înseamnă că, după deplasări inelastice mari, flambajul se poate produce chiar la forţe orizontale relativ mici. O situaţie de acest gen este arătată în fig. 5.27, care prezintă comportarea unui perete experimental [P44]. Acesta, după o comportare histeretică iniţial stabilă, a cedat prin pierderea stabilităţii. Vederea frontală a acestui perete, arătată în fig. 5.32, prezintă capătul flambat, iar în vederea laterală din fig. 5.44 este vizibilă clar starea de fisurare. Creşterea solicitărilor în perete este posibilă fără o creştere importantă a deplasărilor transversale, dacă tendinţa de flambaj se limitează la o fâşie îngustă de perete, deoarece

acesta este stabilizat de fâșiile vecine întinse. Odată cu mărirea cerinței de ductilitate și cu mărirea scurtărilor în zona comprimată, înălțimea zonei comprimate c (fig. 5.28) poate crește, ceea ce conduce la redistribuții nefavorabile ale forțelor din zona comprimată. Acest fenomen poate fi consecința desprinderii stratului de acoperire cu beton a armăturii, a scăderii rezistenței betonului la deformații specifice repetate mari, adică la cicluri repetate cu ductilitate mare și în general la o distribuție neuniformă a eforturilor unitare pe grosimea peretelui datorită deplasărilor în afara planului acestuia (v. fig. 5.30,*d* și *e*).

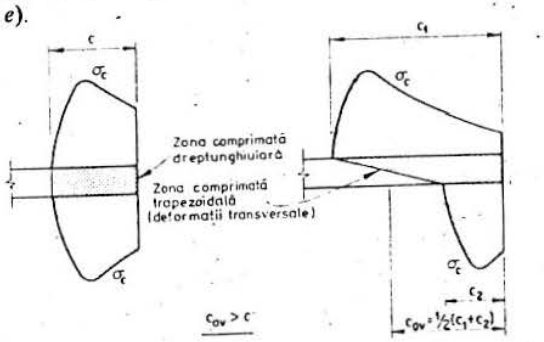


Fig.5.33. Distribuția eforturilor unitare într-un perete fără și cu deformări transversale.

Această creștere a lățimii zonei comprimate c poate conduce la scurtări excesive în zonele de margine ale secțiunii și, în consecință, la ruperea betonului. În fig. 5.33 este comparată distribuția eforturilor de compresiune în beton, fără și cu luarea în considerație a deplasărilor transversale. Este foarte vizibilă poziția oblică a axei neutre din fig. 5.33,*b*.

Alte influențe, care complică tratarea analitică și sunt greu cuantificabile, sunt următoarele:

1. Fragmente mici de beton, desprinse la solicitarea la întindere sau granule de agregat eliberate, înțepenite, care împiedică închiderea fisurilor (v. fig. 5.34). Pe această cale pot fi generate deplasări mari în afara planului peretelui.
2. Datorită deplasărilor mari, fețele fisurii nu se mai suprapun, ceea ce poate conduce de asemenea la deplasări în afara planului peretelui.
3. Modul de dezvoltare în timp a deformațiilor specifice ale armăturii verticale este de o mare importanță pentru pierderea stabilității peretelui. Mai multe cicluri de efort cu deformații plastice de întindere moderate nu conduc în general la instabilitate, în timp ce o singură bară de armătură puternic deformată plastic poate provoca pierderea stabilității peretelui imediat după inversarea efortului.
4. Desprinderea neuniformă a stratului de acoperire cu beton poate fi hotărâtoare pentru direcția deformației transversale.

5. Pierderea stabilității secțiunilor din fig. 5.5,*a* la *c*, *r*, *g*, și *i* poate fi influențată și de acțiuni seismice transversale pe planul peretelui. Contribuția formei unor astfel de secțiuni la capacitatea de rezistență la încovoiere după direcția de rigiditate minimă este, în mod normal, neglijată. Deformațiile inelastice ale unor asemenea pereți pot deveni, însă, considerabile, în special atunci când capacitatea de rezistență după această direcție nu este asigurată de pereți structurali, ci prin cadre ductile flexibile.

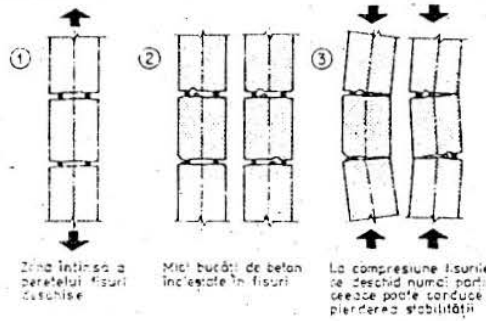


Fig. 5.34. Influența fragmentelor de beton, înțepenite în fisuri, asupra stabilității peretelui.

Întrucât nu se cunosc reguli de proiectare care să pună în evidență influența raportului flexibilităților pe cele două direcții principale ale pereților structurali din beton armat, pentru tipul descris de solicitare, se pot utiliza prevederile normelor referitoare la stâlpii scurți. La astfel de stâlpi, raportul înălțimii la lățime, l_n/b, nu depășește valoarea 10 [A1]. La pereți se ia pentru l_n înălțimea liberă a acestora. Cum am arătat în subcapitolul 4.2,a, situația poate deveni critică atunci când, la o înălțime relativ mare a zonei comprimate, ductilitatea necesară de curbură [v. fig. 5.28, diagrama deformațiilor specifice (2')] este de asemenea mare. Această combinație este, din fericire, destul de rar întâlnită. Ea apare totuși la secțiunile de pereți cu aripi late în zona întinsă și simultan cu zone înguste comprimate [v. fig. 5.5,*e* și fig. 5.29, peretele (B)], și a putut fi observată la încercări [P44].

În absența unui număr suficient de mare de astfel de încercări lucrările [P29, X3] recomandă, ca soluție inginerească, să se alcătuiască în mod obișnuit jumătatea exterioară ca zonă comprimată, adică pe cel puțin $l_n/10$, luând însă în considerație excepțiile prezentate în continuare:

$$b \geq \frac{l_n}{10} \text{ longitudinal } \frac{c}{2}$$

unde: l_n este înălțimea liberă, respectiv distanța dintre reazemele laterale ale peretelui (v. fig. 5.7); c – distanța de la axa neutră la marginea comprimată. Utilizând notațiile din fig. 5.28, zona cu această grosime minimă se va extinde dincolo de $0{,}5c_1$ sau $0{,}5c_2$. Aici, se admite ca valoare a scurtării limită a betonului ε_{cu}=0,003, peste tot mai mare decât 0,0015. Fig. 5.35 prezintă modul de aplicare a acestei condiții.

Această recomandare pentru alegerea grosimii minime a peretelui este valabilă pentru pereți structurali la care se așteaptă ductilități de deplasare de μ_Δ aproximativ egale cu 4. În [V1, B14] s-a recomandat ca grosimea minimă a peretelui să se considere în funcție de cerința de ductilitate. Pe de o parte, la deformații inelastice mici, pericolul instabilității laterale este mai mic, ceea ce permite utilizarea de pereți subțiri, pe de altă parte, o ductilitate mai mare face necesari pereți mai groși. Grosimea peretelui b trebuie să satisfacă, în funcție de ductilitatea de deplasare, următoarea ecuație:

$$b \geq \frac{l_n}{10\sqrt{3{,}5\Phi_{o,w}/\mu_\Delta - 0{,}25}} \qquad (5.22)$$

La un coeficient de suprarezistență (v. 1.3.4,c) al peretelui structural $\Phi_{o,w}=1{,}4$ rezultă pentru o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta=2{,}5$ condiția $b \geq l_n/13$ și pentru $\mu_\Delta=5$ condiția $b \geq l_n/8{,}5$. O valoare $\Phi_{o,w}>1{,}4$ înseamnă că se dispune de un efort capabil mai mare decât cel necesar pentru preluarea forțelor seismice echivalente. Cu aceasta se reduce cerința de ductilitate și, în consecință, grosimea necesară a peretelui. Dacă avem, de exemplu, un efort capabil cu 50 % mai mare decât cel strict necesar, adică $\Phi_{o,w}=2{,}1$, pentru $\mu_\Delta=5$ rezultă condiția $b \geq l_n/11$.

Dacă înălțimea zonei comprimate de beton calculate c este mică, așa cum rezultă din distribuția deformațiilor specifice (1) din fig. 5.28, zona comprimată poate fi stabilizată de fâșia adiacentă de beton, aflată în zona întinsă. Deci, când distanța dintre fibra care are o scurtare de $\varepsilon_{cu}/2$ și fibra externă comprimată este mai mică decât $2b$ sau $0{,}15l_w$, nu trebuie luată în considerație limitarea $b \geq l_n/10$, respectiv conform ecuației (5.22) [X3]. Aceste condiții sunt îndeplinite, când pentru axa neutră avem:

$$c \leq 4b \quad \text{și} \quad c \leq 0{,}3l_w.$$

Deformațiile specifice distribuite conform dreptei (1) din fig. 5.28 apar de regulă în pereții cu un grad redus de armare, având încărcări gravitaționale mici.

Putem considera, în general, că numai în clădirile cu trei sau mai multe niveluri, zona articulației plastice potențiale se extinde aproximativ până nivelul primului etaj, astfel încât să fie necesar controlul stabilității pereților.

Anumite fâșii de perete, supuse permanent la compresiune, asigură un reazem lateral continuu pentru fâșiile de perete adiacente comprimate (v. fig. 5.35). Din această cauză, la zonele de perete cu scurtări ce depășesc $\varepsilon_{cu}/2$, aflate la o distanță mai mică de $2b$ de o zonă cu reazem lateral, nu mai este necesar a verifica condițiile de rigiditate minimă. Fig. 5.35,*a* arată trei zone de acest fel. Porțiunea haşurată a tălpii se găsește în orice caz la o distanță prea mare de inimă, pentru a fi rezemată lateral în mod eficient, iar grosimea ei b' trebuie să satisfacă, din această cauză, condiția $b' \geq l_n/10$, respectiv ecuația (5.22). În continuare trebuie să respectăm cu strictețe condiția potrivit căreia o talpă trebuie să aibă o lățime minimă de $l_n/5$ (v. fig. 5.35,*a*, stânga). În caz contrar, va fi necesar să fie prevăzută o rigidizare a marginii conform fig. 5.35,*c* sau fig. 5.5,*f*. Astfel de rigidizări destul de puternice stabilizează foarte eficient zona comprimată din încovoiere [B14]. În astfel de rigidizări este, de asemenea, mai simplă dispunerea

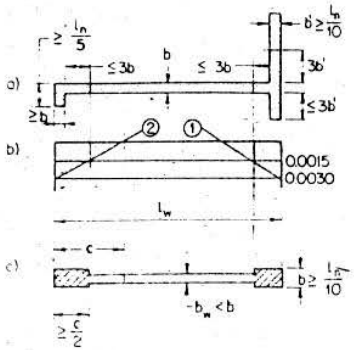


Fig. 5.35. Dimensiunile minime ale peretelui pentru împiedicarea instabilității.

armăturii de confinare (fig. 5.38), iar zona confinată prezintă în comparație cu secțiunea totală o suprafață mult mai mare decât la secțiunile dreptunghiulare subțiri.

c) Ductilitatea necesară de curbură

Capacitatea unui perete structural de a suporta deformații plastice, corespunzătoare ductilităților de deplasare definite în subcapitolul 3.1.4, depinde de capacitatea de rotire a articulației plastice, care se dezvoltă în majoritatea cazurilor la baza peretelui. Rotirile în articulație depind, la rândul lor, de ductilitatea limită de curbură și de lungimea articulației [P1].

Lungimea articulației l_p depinde, în primul rând, de lățimea peretelui l_w, raportul l_p/l_w fiind cuprins, de obicei, între valorile 0,5 și 1,0. Deplasarea corespunzătoare începerii deformației plastice în secțiunea critică crește în mod natural cu lățimea peretelui h_w. Ea se consideră, în general, la vârful peretelui și se utilizează pentru definirea ductilității de deplasare. Ductilitatea de curbură $\mu_\Phi = \Phi/\Phi_y$, necesară pentru o

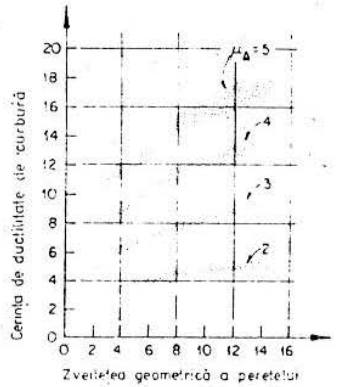


Fig. 5.36. Cerințe de ductilitate de curbură la baza unui perete structural, în funcție de zvelteță și de ductilitatea de deplasare.

anumită ductilitate $\mu_\Delta=\Delta/\Delta_y$ este influențată astfel de coeficientul de zvelțețe al peretelui h_w/l_w. Această relație a fost deja exprimată în ecuația (3.8) și este reprezentată în fig. 5.36, în care zonele haşurate indică diferite ipoteze pentru lungimea articulației [P28, P53]. Fig.5.36 arată că, în special în cazul pereților zvelți, la ductilități de deplasare de peste $\mu_\Delta=5$ devin necesare ductilități de curbură foarte mari.

d) Asigurarea ductilității de curbură

În cazul grinzilor, prin limitarea procentului de armare longitudinală indicat în subcapitolul 4.4.5, se asigură ușor o ductilitate de curbură suficientă pentru cerințele proiectării antiseismice [A1, X3]. Întrucât pereții structurali pot prezenta dimensiuni foarte variate ale secțiunilor, iar posibilitățile de amplasare ale armăturii sunt foarte diverse și există, în plus, și o forță axială, ductilitatea nu mai poate fi asigurată cu o condiție atât de simplă ca în cazul grinzilor.

La calculul la încovoiere cu forță axială a unei secțiuni de perete conform fig. 3.21 și 5.17 se determină întâi distanța la axa neutră c. După cum am stabilit deja la sfârșitul subcapitolului 5.4.2,a, raportul c/l_w poate fi folosit ca indicator pentru mărimea ductilității necesare pentru mobilizarea efortului capabil al secțiuni. În fig. 5.29 s-a arătat de asemenea că la o valoare fixă a lui ε_{cu} rezultă valori foarte diferite ale ductilităților de curbură pentru diferite distanțe ale axelor neutre (c_1 și c_2). În subcapitolul 5.4.2,c a fost stabilită relația dintre ductilitatea de curbură în zona articulației plastice și ductilitatea de deplasare. Această relație este reprezentată în fig. 5.36. Este vorba de o dezvoltare a studiului, publicat în [P28], în care a fost introdusă lungimea articulației plastice l_p, funcție de lățimea peretelui l_w și zvelțețea acestuia h_w/l_w (v. 3.1.5). De exemplu, în cazul unui perete cu $h_w/l_w=8$ și ductilitatea de deplasare $\mu_\Delta=4$, rezultă ductilitatea necesară de curbură μ_Φ aproximativ egală cu 11.

Curbura corespunzătoare apariției deformației plastice a unei secțiuni poate fi aproximată în felul următor:

$$\Phi_y=\frac{\varepsilon_y+\varepsilon_{ce}}{l_w} \tag{5.23}$$

Deformația specifică de curgere a unei bare de armătură ε_y este de ordinul de mărime de 0,002. Scurtarea betonului ε_{ce}, atinsă în același timp la marginea comprimată, se găsește încă sigur în domeniul elastic și poate fi considerată în cadrul aproximării egală cu 0,005, care reprezintă mai degrabă o valoare prea mare decât una subestimată. În secțiunile cu o singură talpă, aflată în zona întinsă, valoarea ε_{ce} poate deveni mai mare în cazul prezenței unor forțe axiale mari sau atunci când procentul de armare longitudinală de 1 %, determinat ca pentru elemente încovoiate, este depășit. La nevoie, acest aspect poate fi studiat mai precis cu ajutorul ecuațiilor uzuale de calcul ale betonului armat. Dacă utilizăm însă scurtarea egală cu 0,0005, rezultă o curbură la începutul curgerii egală cu $\Phi_y=0{,}0025/l_w$. Pentru peretele din exemplul anterior, obținem astfel pentru o curbură necesară de $\Phi=11\Phi_y=0{,}0275/l_w$.

În calculele uzuale, determinarea efortului capabil se bazează pe o ipoteză prudentă, care consideră $\varepsilon_{cu}=0{,}003$ (v. subcapitolul 3.3). S-a dovedit însă, că la marginea zonei comprimate a secțiunii se poate atinge o scurtare limită de 0,004,

înainte de manifestarea ruperii betonului. Cu valoarea 0,004, în exemplul de mai sus înălțimea zonei comprimate la o curbură de $11\Phi_y$, devine

$$c=\frac{0{,}004l_w}{0{,}0275}=\frac{l_w}{7}.$$

Curburile maxime atinse în cadrul încercărilor efectuate la Universitatea Berkeley din California au atins valori în domeniul între $0{,}045/l_w$ și $0{,}076/l_w$ la pereți experimentali cu l_w=2388 mm, și ductilități de deplasare de aproximativ $\mu_\Delta=9$ [V1].

Cele prezentate până acum sunt valabile pentru pereții în consolă, la care ductilitatea de deplasare necesară este de $\mu_\Delta=4$, când se mobilizează o suprarezistență corespunzătoare unui coeficient de suprarezistență egal, de exemplu cu $\Phi_{o,w}=1{,}4$. Pentru pereții cu cerințe mai reduse de ductilitate de deplasare sau cu un coeficient de suprarezistență mai mare ($\Phi_{o,w}>1{,}4$) putem adopta, în mod prudent, înălțimea admisibilă a zonei comprimate corespunzătoare efortului capabil (fără confinare), egală cu:

$$c_c=0{,}4\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}l_w \tag{5.24}$$

Având în vedere mărimea aproximativă a forțelor seismice echivalente prevăzută în norme și nesiguranța de estimare a ductilității de deplasare, nu este necesar, în general, un calcul mai precis.

În cazurile speciale înălțimea admisibilă a zonei comprimate (fără confinare) poate fi stabilită cu mai mare precizie cu ajutorul formulei următoare:

$$c_c=\frac{8{,}6\Phi_{o,w}}{\left(\mu_\Delta-0{,}7\right)\left(17+h_w/l_w\right)}l_w \tag{5.25}$$

Această ecuație ia în considerație cu o precizie ceva mai mare influența ductilității de deplasare μ_Δ asupra ductilității de curbură μ_Φ, conform fig. 5.36.

Dacă înălțimea zonei comprimate c, stabilită conform subcapitolului 3.3.2,b, depășește, pentru efortul capabil (moment încovoietor și forță axială) stabilit cu rezistențele de calcul, valoarea c_c conform ecuației (5.24), respectiv (5.25), ductilitatea necesară poate fi atinsă numai cu depășirea scurtării betonului peste valoarea 0,004. Pentru asigurarea acesteia devine necesară confinarea betonului.

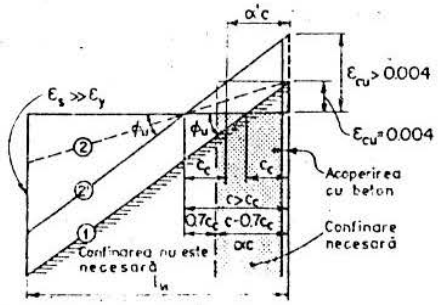


Fig. 5.37. Distribuția deformațiilor specifice într-o secțiune de perete.

e) Confinarea betonului

1. Zona de confinare. Se impune confinărea acelei porțiuni a secțiunii peretelui în care scurtările betonului trebuie să depășească 0,004. Fig. 5.37 prezintă deformațiile specifice (1) pentru un perete structural, care, conform fig. 5.36 atinge exact curbura necesară Φ_u pentru o ductilitate de deplasare μ_Δ la scurtarea limită a betonului ε_{cu}=0,004. Pentru aceasta, înălțimea zonei comprimate admisibile aferente c_c (fără confinare) poate fi estimată cu ajutorul ecuațiilor (5.24) sau (5.25). Înălțimea zonei comprimate c conform distribuției (2) a deformațiilor specifice corespunde capacității necesare de rezistență a secțiunii. Cât de mari sunt zonele comprimate din încovoiere se arată în fig. 5.28 și 5.29. Întrucât curbura limită Φ_u este dată, secțiunea plană (2') trebuie să fie paralelă cu secțiunea plană (1). Ea corespunde aceloraşi forțe interne ca și cele ale secțiunii deformate (2). Pentru a putea atinge (și pentru aceste forțe) aceeași curbură ca în cazul secțiunii deformate (1), porțiunea $\alpha' c$ a secțiunii cu scurtări ce depășesc 0,004 trebuie confinată. Din fig. 5.37 rezultă $\alpha'=1-c_c/c$.

Înălțimea calculată a zonei comprimate c poate fi deci depășită în anumite condiții, deoarece sub inversarea ciclică a efortului, înălțimea reală a acestei zone crește într-o oarecare măsură. Aceasta se datorează, în primul rând, desprinderii progresive a stratului de acoperire cu beton a armăturii și diminuării rezistenței la compresiune a betonului confinat. Un alt motiv al acestei creșteri este deformarea transversală a secțiunilor cu pereți subțiri, care se manifestă prin creșterea înălțimilor medii ale zonelor comprimare c_{av} (v. fig. 5.33). Din acest motiv, se propune extinderea lungimii zonei confinate până la α_c, cu condiția:

$$\alpha = 1 - 0{,}7\frac{c_c}{c} \geq 0{,}5 \quad \text{pentru} \quad \frac{c_c}{c} \leq 1 \tag{5.26}$$

Dacă c depășește numai cu puțin valoarea c_c, pentru α rezultă valori nepractic de mici. În astfel de cazuri este necesar să fie confinată cel puțin jumătate din zona teoretic comprimată, adică $\alpha \geq 0{,}5$. Aplicarea ecuației este explicată în subcapitolul 5.8.2 (Etapa 16).

2. Armătura de confinare. Confinarea betonului din pereți se face în mod similar celei din cazul stâlpilor și al grinzilor, cu deosebirea că nu este necesară confinarea întregii secțiuni a peretelui. Etrierii și agrafele care leagă barele verticale de armătură vor avea secțiunea totală determinată conform următoarelor ecuații [asemănătoare cu ecuațiile (3.28) și (3.29) pentru stâlpii dreptunghiulari], în care raportul c/l_w depășește rar valoarea 0,3:

$$A_{sh} = m_w \frac{f_c'}{f_{yh}}\left(0{,}5 + 0{,}9\frac{c}{l_w}\right)s_h h'' \tag{5.27}$$

$$0{,}12 \leq m_w \geq 0{,}3\left(\frac{A_g^*}{A_c^*} - 1\right) \tag{5.28}$$

în care: A_{sh} este secțiunea etrierilor și a agrafelor pe direcția considerată;

A_g^* – suprafața brută a porțiunilor confinate ale secțiunilor de perete;

A_c^* – suprafața de beton confinată de etrieri și agrafe (marginile exterioare) a porțiunilor de secțiune ce trebuie confinate;

f_c' – valoarea de calcul a rezistenței betonului la compresiune;

F_{yh} – valoarea de calcul a efortului unitar de curgere a armăturii transversale orizontale;

s_h – distanța pe verticală dintre etrierii orizontali și agrafe;

h'' – lățimea secțiunii se beton confinat, măsurat perpendiculară pe etrieri și agrafele corespunzătoare;

m_w – coeficient pentru luarea în considerație a raportului A_g^* / A_c^*.

Suprafața ce trebuie confinată are lungimea αc, măsurată de la marginea comprimată. În exemplele din fig. 5.28 și 5.29 această lungime este notată cu αc_2, iar suprafața care trebuie confinată este dublu haşurată.

Pentru a asigura o confinare eficientă, distanța pe verticală între etrieri și agrafele orizontale s_h va fi egală cu cel mult [X3]:

a) de șase ori diametrul barelor verticale;

b) jumătatea grosimii elementului de construcție confinat;

c) 150 mm.

Realizarea efectului de confinare necesită existența a două rânduri de armături verticale dispuse în apropierea suprafeței peretelui. Pereții care au o armătură longitudinală numai la mijlocul grosimii peretelui nu pot fi confinați.

Confinarea betonului trebuie să fie extinsă pe direcția verticală în zonele cu articulații plastice potențiale. Lungimea acestora va reprezenta valoarea cea mai mare din cele două indicate în continuare:

a) lățimea peretelui l_w;

b) 1/6 din înălțimea totală a peretelui h_w,

dar nu va depăși 2 l_w.

Un exemplu de aplicare a acestor reguli de dimensionare a armăturii de confinare este dat în subcapitolul 5.8.2 (Etapa 16).

f) Stabilizarea armăturii verticale

Atunci când armătura verticală este solicitată la compresiune până la limita de curgere, apare pericolul ca ea să flambeze, adică să-și piardă stabilitatea. Din acest motiv se recomandă să fie prevăzută o "stabilizare" sau o "susținere" a acesteia, conform regulilor următoare:

1. Zona de stabilizare. Vor fi stabilizate barele verticale din acele zone ale secțiunilor de perete, pentru care este satisfăcută următoarea condiție:

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b s_v} \geq \frac{2}{f_y} \tag{5.29}$$

în care: ρ_l este procentul local de armare;

ΣA_b – suma ariilor secțiunilor, în mm², a barelor de armătură verticală, legate prin armăturile de stabilizare (etrieri și agrafe) inclusiv ariile secțiunilor tuturor barelor intermediare (v. subcapitolul următor 5.4.2,f.2.1). Barele longitudinale, aflate la mai mult de 75 mm distanță, în interiorul colțurilor etrierilor, vor fi neglijate la calcularea valorii ΣA_b;

b – grosimea peretelui;

s_v – distanța pe orizontală, între barele verticale de armătură;

f_y – valoarea de calcul a efortului unitar de curgere a armăturii verticale.

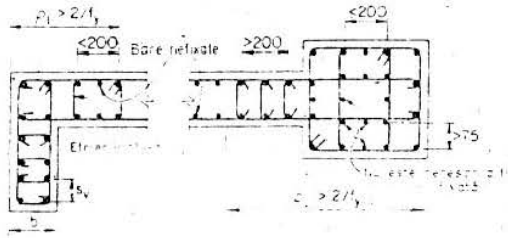


Fig. 5.38. Armarea transversală în zonele plastice ale pereților structurali.

Fig. 5.38 servește la explicarea acestei condiții. Pentru porțiunea de perete din stânga avem $\rho_l = 2\,A_b/bs_v$. În cazul unui procent de armare locală mai redus ($\leq 2/f_y$) barele verticale contribuie mai puțin la rezistența la compresiune și flambajul lor nu poate influența capacitatea totală de rezistență, astfel că nu este necesară o armare pentru fixarea laterală a barelor longitudinale.

În zonele definite prin condițiile din ecuația (5.29) trebuie luată în considerație plastificarea armăturii. La inversarea repetată a semnului solicitării armătura curge la compresiune pe o porțiune suplimentară a secțiunii, deoarece barele deformate anterior puternic prin întindere trebuie să curgă întâi sub eforturile de compresiune, înainte de a putea fi dezvoltate eforturi de compresiune în beton. Nu este însă probabil ca procentul de armare să depășească în această porțiune suplimentară $2/f_y$.

2. Armăturile de stabilizare. Ca armături de stabilizare vor fi prevăzuți etrieri și agrafe care înfășoară barele verticale de armătură, după cum urmează:

1. Armătura va fi dispusă în așa fel încât fiecare bară verticală, respectiv pachetele de bare verticale care se află în apropierea suprafeței exterioare a secțiunii de beton să fie fixată într-un colț la 90° al unui etrier sau cel puțin de un cârlig de capăt, îndoit la 135°, al unei agrafe. Dacă distanța dintre două bare verticale este mai mică de 200 mm, barele aflate între acestea pot rămâne nefixate.

2. Secțiunea necesară a armăturii poate fi determinată în felul următor:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yh}} \cdot \frac{s_h}{100} \qquad (5.30)$$

unde: A_{te} este aria secțiunii unei bare orizontale de fixare în direcția flambajului posibil al barei verticale, în mm²;

$\Sigma A_b, f_y$ – ca în subcapitolul 5.4.2,f.1;

f_{yh}, s_h – ca în subcapitolul 5.4.2,e.2.

3. Distanța verticală dintre etrierii și agrafele orizontale s_h nu va depăși de șase ori diametrul barei verticale fixate.

4. Etrierii și agrafele pot fi folosiți simultan pentru confinarea betonului sau, dacă este cazul, și la preluarea forței tăietoare.

Dispunerea armăturii verticale pe conturul unui cerc, înfășurat de o armătură în spirală sau cu etrieri circulari, s-a dovedit a fi utilă și în cazul secțiunilor dreptunghiulare [V1], deși cantitatea de beton desprins de la suprafață crește în această situație.

Armătura de stabilizare trebuie confinată ca și armătura de confinare pe direcție verticală în zona articulației plastice potențiale, după cum a fost definit la sfârșitul capitolului anterior.

În porțiunile de perete aflate deasupra articulației plastice, unde procentul de armare la compresiune $\rho_l > 2/f_y$ și efortul unitar de compresiune în oțel corespunde rezistenței necesare la încovoiere conform fig. 5.41, se află între 0,5 și 1,0$/f_y$, armăturile transversale vor fi cele corespunzătoare zonelor din afara articulațiilor plastice și de la nivelul terenului (subcapitolul 4.3.10,d.2). Zonele în care eforturile unitare în oțel depășesc 0,5$/f_y$ pot fi stabilite ușor din poziția axei neutre c.

În subcapitolul 5.8.1 (Etapa 16) este dat un exemplu de aplicare a regulilor de dimensionare a armăturii de stabilizare.

g) Cerințe impuse armăturii transversale

Cerințele impuse armăturii transversale în zona de articulație plastică potențială a unui perete structural pot fi rezumate cu ajutorul exemplului din fig. 5.39, după cum urmează:

1. Întrucât pentru acțiunea cutremurului pe direcția N, înălțimea zonei comprimate c depășește valoarea critică c_c conform ecuației (5.24) sau (5.25), partea exterioară, dublu hașurată, a zonei comprimate va fi prevăzută pe înălțimea αc cu o armătură de confinare conform subcapitolului 5.4.2,e.

2. Pentru acțiunea cutremurului pe direcția N, în porțiunea simplu hașurată de pe laturile secțiunii în formă de U (în fig. 5.39, sus, reprezentate numai pe stânga) barele verticale vor fi asigurate împotriva flambajului cu o armătură de stabilizare conform subcapitolului 5.4.2,f, întrucât aici $\rho_l \geq 2/f_y$.

3. Pentru acțiunea seismică pe direcția S, în aripa secțiunii în formă de U (în fig. 5.39, jos), barele verticale de armătură trebuie fixate împotriva flambajului de asemenea cu o armătură de stabilizare conform subcapitolului 5.4.2,f, întrucât aici $\rho_l > 2/f_y$. Și această suprafață este simpu hașurată în figură.

4. În toate celelalte porțiuni nehașurate ale secțiunii, armătura transversală trebuie să satisfacă numai cerințele rezultate din preluarea eforturilor de forfecare (v. 5.4.3).

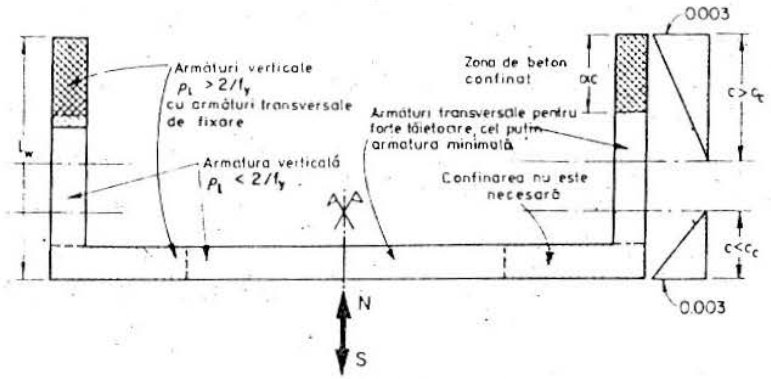


Fig. 5.39. Porțiuni de perete cu armare transversală, necesară din diferite motive.

h) Limitarea armăturii verticale

Procentul local de armare verticală ρ_l conform ecuației (5.29), raportat la secțiunea brută de beton, trebuie să fie pentru întregul perete între limitele $0,7/f_y$ și $16/f_y$, f_y în N/mm^2. De aici rezultă, pentru diferite tipuri de oțel pentru armături:

Limita de curgere a oțelului f_y [N/mm^2]	275	380	460
$\rho_{l\,min} = 0,7/f_y$	0,25 %	0,18 %	0,15 %
$\rho_{l\,max} = 16/f_y$	5,8 %	4,2 %	3,5 %

Procentul maxim de armare este limitat de condițiile de spațiu la îmbinările prin petrecere a barelor verticale și de mărimea forței în armătură. Procentul minim de armare corespunde cerințelor uzuale din norme [A1, X3] pentru efectele obișnuite de contracție și temperatură. Aceste valori nu sunt de regulă suficiente pentru obținerea unei comportări satisfăcătoare la fisurare, întrucât armătura atinge stadiul de curgere imediat după formarea fisurilor.

Cerințele datorate solicitărilor din vânt, care le pot depăși pe cele datorate acțiunii seismice, trebuie de asemenea îndeplinite. În general, la construcțiile din beton armat trebuie să se asigure ca eforturile ce pot fi preluate cu armarea minimă să corespundă apariției fisurilor, asigurând astfel o comportare satisfăcătoare la fisurare. Această cerință este importantă pentru acțiunea încărcărilor gravitaționale și a forțelor din vânt, dar mai puțin semnificativă pentru acțiunile seismice unde eforturile interioare sunt generate preponderent de deplasări impuse și nu de forțe. După fisurare, ruperea secțiunii nu se produce prin ruperea armăturii, ci se atinge capacitatea de rezistență corespunzătoare limitei de curgere a armăturii, și care trebuie să fie cel puțin egală cu valoarea necesară a efortului capabil. Pentru ca, într-un asemenea caz, în inima peretelui să nu se producă fisuri deschise excesiv, este necesar să fie prevăzută o armătură minimă, distribuită uniform.

În pereții cu grosimi mai mari de 200 mm sau al căror efort unitar de forfecare depășește valoarea $0,3\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2], trebuie prevăzute cel puțin două rânduri de armături verticale, câte un rând în dreptul fiecărei fețe a peretelui. Un singur rând de

armături, dispus în planul median al peretelui, cum se prevede frecvent în cazul pereților subțiri, nu asigură o rezistență satisfăcătoare la forfecare la inversarea repetată a semnului efortului în zonele articulațiilor plastice, în special la eforturi unitare mari de forfecare.

În zonele confinate, distanța pe orizontală dintre barele verticale de armătură nu trebuie să depășească 200 mm, iar în celelalte porțiuni, care rămân elastice, distanța de 450 mm sau de trei ori grosimea peretelui.

Aceste recomandări se bazează mai mult pe experiența practică și pe diferite considerații de ordin ingineresc, decât pe lucrări teoretice de cercetare.

i) Întreruperea armăturilor verticale

Pe baza forțelor seismice echivalente statice orizontale se determină momentele încovoietoare, reprezentate în fig. 5.22,*a* și *b*, pentru pereți structurali individuali sau cuplați. Dacă armătura verticală ar fi întreruptă exact după diagramele de moment încovoietor, în timpul unui cutremur de mare intensitate ar fi posibilă formarea articulațiilor plastice oriunde în lungul peretelui. Acest fapt nu este acceptabil, întrucât zonele elastice necesită o alcătuire specifică complexă și costisitoare. Unele dintre aceste cerințe au fost menționate deja în capitolele anterioare. La acestea se adaugă faptul că în pereții structurali din beton armat, ca și în cazul grinzilor, în zonele în care armătura longitudinală ajunge la curgere scade rezistența la forțe tăietoare. Din acest motiv ar fi necesară o armătură transversală suplimentară în întregul perete. Este deci util să stabilim, de la bun început, locul de formare a articulațiilor plastice, de regulă la baza pereților, iar în porțiunile rămase să asigurăm o rezistență la încovoiere mai mare decât cea rezultată din momentele datorate forțelor seismice echivalente.

Valorile limită ale momentelor încovoietoare din solicitări dinamice au alte distribuții pe înălțimea peretelui decât cele calculate din forțele statice echivalente. Acest fapt este evident dacă se efectuează calculul cu ajutorul suprapunerii modale [B11]. Rezultate similare se obțin prin calculul dinamic efectuat pe baza unor

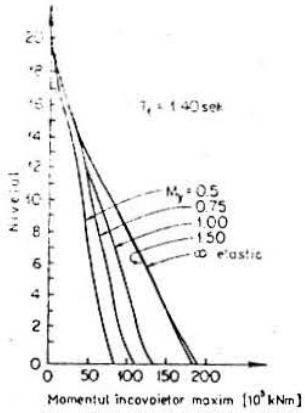


Fig.5.40. Valori limită ale momentelor pentru un perete structural de 20 de niveluri pentru diferite valori ale momentelor de curgere la baza peretelui.

accelerograme reale [B11, F2, I1, K5]. În fig. 5.40 este reprodusă o înfășurătoare tipică a valorilor limită ale momentelor încovoietoare, stabilită pentru un perete structural de douăzeci de niveluri pentru o accelerogramă dată a mișcării terenului, pentru diferitele valori ale momentului de curgere la baza peretelui [F2]. Variația valorilor limită ale momentelor este aproximativ liniară pe înălțimea peretelui structural, atât la comportarea plastică, cât și la cea elastică.

Fig. 5.41 prezintă diagrama de momente datorate forțelor seismice echivalente pentru peretele structural al unei clădiri cu 11 niveluri. După ce s-a dimensionat secțiunea de la baza peretelui, stabilind diametrul, numărul și poziția exactă a armăturilor longitudinale, se poate determina capacitatea de rezistență la compresiune excentrică, calculată cu rezistențele de calcul ale materialelor și cu o valoare corectă a forței axiale care se dezvoltă în secțiunea respectivă. Acceptând, conform celor arătate în fig. 5.40, o variație liniară a momentelor, găsim diagrama reprezentată prin linia întreruptă, din fig. 5.41. Luând în considerație influența forței tăietoare asupra distribuției forțelor de întindere din armătura longitudinală în ipoteza prudentă a unei decalări a diagramei de momente cu distanța l_w, obținem distribuția capacităților de rezistență necesare la încovoiere, reprezentată prin linia continuă din fig. 5.41. Această ipoteză poate fi prudentă, deoarece, la baza peretelui, armătura transversală preia aproape întreaga forță tăietoare (contribuția mică sau absentă a betonului la rezistența la forța tăietoare este luată conform ecuației 5.43 și indicațiilor pentru cazul forței axiale de întindere) pe zona aproape de $0{,}5l_w$ [P1]. Această contribuție trebuie însă considerată ținând cont și de influența forței axiale, variabilă pe înălțime, după cum va fi explicat ulterior. În acest caz, linia continuă poate fi utilizată pentru stabilirea secțiunilor în care se poate întrerupe armătura verticală.

Procentul necesar de armare verticală a unui perete nu este direct proporțional cu mărimea momentului încovoietor, ci depinde și de valoarea forței axiale din secțiune. Armătura necesară la încovoierea pură este redusă de forța axială de compresiune, după

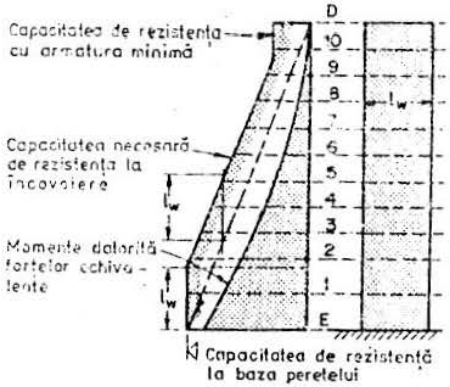


Fig. 5.41. Diagramele de momente pentru dimensionarea pereților structurali

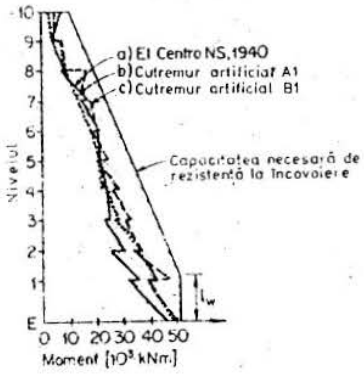


Fig. 5.42. Compararea diagramelor de momente determinate prin calcul dinamic din pereții structurali cuplați cu momentele capabile determinate prin procedeul simplificat.

cum se poate vedea și în fig. 5.17. În cazul unui procent de armare verticală constant pe înălțime, rezistența la încovoiere scade, în etajele superioare, o dată cu diminuarea forței axiale de compresiune. Forța axială din pereții în consolă se află, de obicei, mult sub valoarea corespunzătoare în diagrama de interacțiune *M-P* a momentului încovoietor maxim. Diagrama arată că, în acest caz, rezistența la încovoiere a secțiunii peretelui este sensibilă la modificări relativ mici ale forței axiale.

Armătura verticală poate fi întreruptă, în general, conform liniei continue din fig. 4 45 fără a mai lua în considerație forța axială. În cazurile mai puțin evidente, trebuie să verificăm dacă rezistența la încovoiere obținută prin luarea în calcul a forței axiale atinge cel puțin valoarea indicată de linia întreruptă. În această situație, trebuie luată în considerație redistribuția forței de întindere din armătura longitudinală datorată forței tăietoare. Barele verticale întrerupte trebuie ancorate, de preferință, în afara zonei indicate de linia continuă [A1]. Aceasta se referă la barele cu diametre mai mari de la capetele secțiunii peretelui. Armătura din zona inimii este, de multe ori, ceva mai puternică decât procentul minim de armare conform subcapitolului 5.4.2,b, dar e necesară și ea la rezistența la încovoiere și este continuată de obicei fără reducere, până la capătul de sus al peretelui.

Procedeul de întrerupere a armăturii verticale descris aici (diagrama înfășurătoare de momente capabile) este comparat, în fig. 5.42, cu momentele inelastice calculate prin analiză dinamică pentru doi pereți cuplați, supuși la trei cutremure diferite [T3]. Se observă cum capacitatea de rezistență la încovoiere recomandată prin acest procedeu simplificat satisface toate eforturile încovoietoare și asigură o rezervă suficient de mare pentru redistribuirea forței de întindere din armătura longitudinală datorită forței tăietoare.

5.4.3. Dimensionarea la forțe tăietoare

a) Determinarea forțelor tăietoare maxime

Trebuie evitat cu orice preț ca efortul de forfecare să devină hotărâtor pentru capacitatea de rezistență a peretelui și ca aceasta să reducă în mod semnificativ capacitatea de disipare de energie în timpul solicitărilor ciclice. Din acest motiv, pentru dimensionare, este necesară o estimare sigură a forțelor tăietoare dezvoltate în timpul cutremurului. La sistemele cu pereți, disiparea de energie trebuie să se producă preponderent prin deformații plastice (curgerea) din încovoiere, ca și la cadre.

Procedeul, conform ideii fundamentale a proiectării capacității de rezistență, este similar celui aplicat cadrelor ductile (v. 4.5). Forța tăietoare de calcul nu trebuie să fie mai mică decât forța tăietoare corespunzătoare dezvoltării suprarezistenței la încovoiere M_o la baza peretelui. Pentru un perete plin, dimensionat la compresiune excentrică, trebuie determinat coeficientul de suprarezistență $\Phi_{o,w}$

$$\Phi_{o,w} = \frac{\text{Suprarezistența la încovoiere}}{\text{Momentul rezultat din forțele echivalente}} = \frac{M_o}{M_E} \qquad (5.31)$$

Forța tăietoare la suprarezistența V_o rezultă egală cu:

$$V_o = \Phi_{o,w} V_E \qquad (5.32)$$

unde: V_E este forța tăietoare determinată pe sistemul elastic, datorată forțelor seismice echivalente aplicate deasupra oricărui punct pe înălțimea peretelui structural; momentele M_o și M_E se referă la valori de la baza peretelui; coeficientul de suprarezistență depinde de calitatea oțelului pentru armături folosit și de coeficientul de reducere a rezistenței Φ (v. 1.3.4); el este influențat, de asemenea, de redistribuirea postelastică a momentelor M_E, determinate elastic, între pereții sistemului.

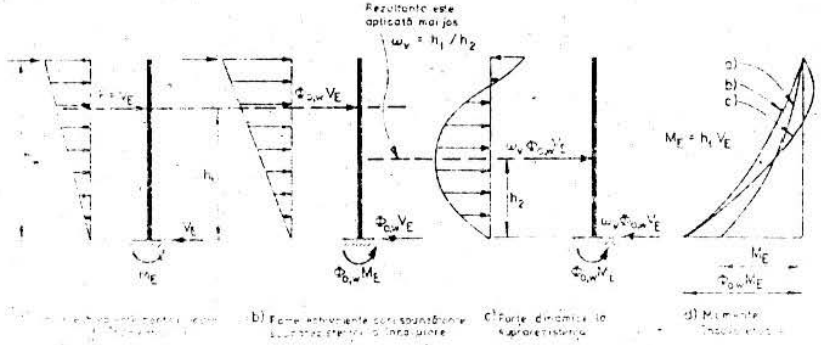
Suprarezistența trebuie determinată luând în considerație o valoare cât mai exactă a forței axiale de compresiune (v. 5.5, Etapa 11). În cazul pereților structurali, suprarezistența este ceva mai puțin sigură decât în cazul secțiunilor de grinzi, deoarece influența proprietăților materialelor este mai greu de estimat. Pereții având în secțiune o zonă comprimată redusă (v. fig. 5.29) prezintă, datorită consolidării premature a armăturii întinse, o creștere mai mare a capacității de rezistență. Capacitatea de rezistență la încovoiere a secțiunilor de pereți crește sensibil la forțe axiale de compresiune importante, cu condiția ca, în momentul acțiunii seismice, rezistența reală la compresiune a betonului să se afle mult deasupra valorii f_c' cerute.

Forța tăietoare poate fi mărită și prin efectele dinamice, față de valorile corespunzătoare forțelor seismice echivalente.

Dacă comportarea este dominată de prima oscilație, rezultă o distribuție a forțelor dinamice de inerție de etaj asemănătoare cu cea a forțelor seismice echivalente orizontale indicate de norme (v. fig. 5.43,*a* și *b*). Rezultanta forțelor de inerție $F=V_E$ este aplicată, de obicei, la o înălțime $h_1 \approx 0{,}7h_n$.

Dacă, dimpotrivă, comportarea este puternic influențată de modurile doi și trei de oscilație, forțele de inerție de etaj pot fi distribuite conform fig. 5.43,*c*, unde rezultanta este aplicată la un nivel mult mai jos, adică la nivelul h_2. Dacă, în acest moment, la baza peretelui se dezvoltă o articulație plastică cu suprarezistența M_o, forța tăietoare

generată este evident mai mare decât în primul caz. Probabilitatea ca la baza peretelui să apară, în urma perioadelor proprii mai înalte de oscilație, o articulație plastică cu rotații mari, este totuși mică. Momentele încovoietoare pentru aceste trei distribuții de forțe sunt comparate în fig. 5.43,*d*.



b) Forțe echivalente corespunzătoare ... c) Forțe dinamice la ... d) Momente ...

Fig. 5.43. Comparație forțelor echivalente orizontale cu forțele dinamice.

Contribuția perioadelor proprii înalte de oscilație la forța tăietoare crește în general o dată cu creșterea perioadei de oscilație corespunzătoare primei forme proprii (v. forma obișnuită a spectrelor de răspuns). Creșterea forțelor tăietoare datorată modurilor superioare este, în consecință, aproximativ proporțională cu numărul de niveluri ale construcției. Din cercetări [B11] a fost dedusă următoarea recomandare [K3] pentru determinarea forței tăietoare de dimensionare:

$$V_d = \omega_v \Phi_{o,w} V_E \qquad (5.33)$$

Această ecuație este valabilă atât pentru forța tăietoare la bază cât și în orice punct pe înălțimea peretelui.

Coeficientul de amplificare dinamică pentru forța tăietoare în pereții structurali $\omega_v = V_d / V_E$ poate fi estimat în felul următor, funcție de numărul n de niveluri.

- Clădiri cu până la șase niveluri:

$$\omega_v = 0{,}9 + \frac{n}{10} \qquad (5.34)$$

- Clădiri cu peste șase niveluri:

$$\omega_v = 1{,}3 + \frac{n}{10} \le 1{,}8 \qquad (5.35)$$

Ecuația (5.35) se bazează pe ipoteza potrivit căreia, atât la baza peretelui cât și în etajele superioare, forțele tăietoare de calcul sunt suficient de mari atunci când, pentru calculul lui V_E, se utilizează forțe seismice echivalente orizontale mărite corespunzătoare. În urma unui număr mare de calcule elastice s-au propus deja diagrame perfecționate ale valorilor limită ale forțelor tăietoare [I1]. În [K5] este

dezvoltat un concept pentru calculul aproximativ al forțelor tăietoare în pereții structurali care se deformează plastic, prin procedeul spectrelor de răspuns.

După cum arată exemplele care urmează, forța tăietoare calculată din ecuația (5.33) poate deveni hotărâtoare pentru dimensionarea peretelui, în special în zona articulației plastice.

În mod obișnuit, pentru clădirile de importanță mai mare (de exemplu construcții administrative importante, spitale etc.) normele prescriu forțe seismice echivalente mai mari, ceea ce conduce la capacități de rezistență mai mari ale elementelor structurale. Prin aceasta, la acțiuni seimice se poate conta pe deformații plastice mai mici la aceste construcții. Din acest motiv în [B11] s-a propus ca valorile pentru coeficienții dinamici de amplificare a forțelor tăietoare rezultate din ecuațiile (5.34) și (5.35) să poată fi diminuate prin împărțirea la coeficientul de risc R (v. tabelul din fig. 2.38), care ia valori între 1,0 și 1,3. Valorile ω_v conform ecuațiilor (5.34) și (5.35) au fost calibrate pentru un cutremur de tipul celui de la El Centro [B11] și necesită o adaptare pentru cutremurele cu un spectru de frecvențe foarte deosebit de acesta.

Anumiți pereți, în special în clădirile joase sau de înălțime medie, prezintă, chiar la un procent minim de armare, o capacitate de rezistență mult superioară celei necesare. La astfel de pereți măsurile de ductilizare sunt inutile sau este necesară numai o capacitate mică de ductilitate, iar comportarea lor va fi predominant elastică. Din acest motiv este inutil să fie dimensionați pentru o forța tăietoare mai mare decât cea corespunzătoare acestui tip de comportare. Pentru aceasta, coeficientul de ductilitate este în mod obișnuit $\mu_\Delta \approx 1$. Forța tăietoare de calcul poate fi limitată la următoarea valoare:

$$V_W \le \mu_\Delta V_E \tag{5.36}$$

La dimensionarea pentru forța tăietoare maxim posibilă, determinată cu ajutorul ecuației (5.33), respectiv (5.36), nu este necesară introducerea unui coeficient de reducere, deoarece acesta este deja inclus în Φ_o, adică putem aplica $\Phi = 1{,}0$ (v. 1.3.4,a).

b) Dimensionarea în secțiuni înclinate

1. Efortul unitar nominal de forfecare. Deoarece volumul de calcul pentru determinarea înălțimii utile reale a secțiunii peretelui este nejustificat de mare, în mod uzual se adoptă valoarea $d = 0{,}8\ l_w$, ca și în cazul secțiunilor stâlpilor [A1, X3]. Cu aceasta rezultă efortul unitar de forfecare datorat forței tăietoare de:

$$v = \frac{V}{0{,}8 b_w l_w} \tag{5.37}$$

2. Zonele de articulații plastice. Pentru evitarea cedării la compresiunea oblică, care se poate produce în pereții cu secțiune în T cu armare transversală excesivă [A1, X3, X5], se prevede de obicei o limită superioară pentru v_i (limita superioară de efort unitar de forfecare). Întrucât inima poate fi puternic fisurată oblic pe ambele direcții (v. fig. 5.44), trebuie considerată o rezistență redusă a betonului la compresiune în diagonalele comprimate. De aceea, efortul unitar nominal de forfecare (datorat lui V_w

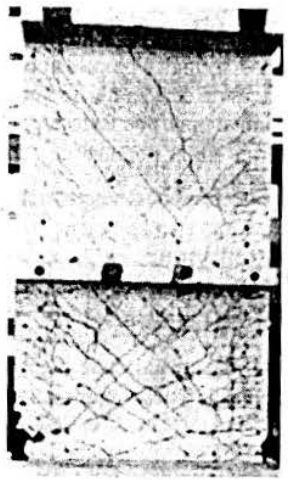


Fig. 5.44. Fisuri oblice în zona de articulație plastică a unui perete structural ductil.

cu Φ=1) din articulațiile plastice ale pereților structurali ar trebui redus în orice caz, ca și la stâlpi, conform ecuației (3.35) la v_i=0,9$\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2].

Încercările efectuate la Portland Cement Association [O1] și Universitatea Berkeley din California [B12, V1], au arătat că, în pofida unei asemenea limitări a eforturilor unitare de forfecare, după câteva cicluri cu ductilități de deplasare de $\mu_\Delta \le 4$ se poate produce o cedare a inimii. Atunci când ductilitatea de deplasare a fost egală cu 3 sau mai mică, au fost atinse eforturi unitare de forfecare de cel puțin $v_i = 0{,}9\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2]. O cedare de acest fel, care în anumite condiții se poate propaga în toată inima, este reprezentată în fig. 5.45. Dacă bulbii sunt armați cu bare verticale puternic legate transversal în mod corespunzător, chiar după cedarea inimii poate fi preluată o forță tăietoare importantă, deoarece aceste întăriri marginale (bulbii) au o comportare de stâlpi scurți [B12, V1]. Se recomandă, totuși, ca la dimensionare să

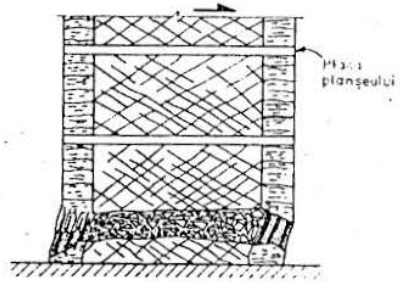


Fig. 5.45. Ruperea unei inimi după mai multe cicluri de efort cu ductilități mari de deplasare.

asigurăm, în primul rând, evitarea unei cedări oblice prin depăşirea efortului capabil al inimii şi să contăm numai în mod secundar pe contribuţia unor elemente de întărire a marginilor. Pentru asigurarea acestor deziderate fie vor fi menţinute aici cerinţele de ductilitate la pereţii cu eforturi unitare mari de forfecare, fie, în cazul în care acest lucru este imposibil, se va limita efortul unitar nominal de forfecare (datorat V_w cu Φ=1,0) din articulaţia plastică, după cum urmează:

$$v_i \le \left(1{,}2\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}+0{,}16\right)\sqrt{f_c'} \le 0{,}9\sqrt{f_c'} \quad [\mathrm{N/mm^2}] \qquad (5.38)$$

În pereţii structurali cuplaţi, rezultă pentru valorile caracteristice, $\Phi_{o,w}$=1,4 şi μ_Δ=5, $v_{i,max}=0{,}5\sqrt{f_c'}$, f_c' în N/mm^2. Ecuaţia (5.38) ţine cont şi de o capacitate de rezistenţă la încovoiere, aleasă intenţionat mai mare, ceea ce reduce ductilitatea necesară. Coeficientul $\Phi_{o,w}$ rezultă, în consecinţă, mai mare şi permite preluarea unei solicitări mai mari la forfecare.

Ca şi în cazul riglelor cadrelor, rezistenţa la forfecare a pereţilor scade în domeniul plastic, după eforturi ciclice repetate. Distribuirea regulată a armăturii verticale şi orizontale în zona inimii pereţilor ameliorează considerabil legătura internă a betonului fisurat pe diagonală. Prin aceasta se ameliorează mecanismele de transmitere a forţelor tăietoare exprimate printr-o creştere a contribuţiei betonului la rezistenţa la forfecare, notate în capitolele anterioare cu v_c (v. 3.3.3). În mod prudent, în zonele potenţiale de deformaţie plastică ale unui perete cu forţa axială de compresiune P_u putem considera conform ecuaţiei (3.43):

$$v_c = 0{,}6\sqrt{P_u / A_g} \quad [\mathrm{N/mm^2}]$$

Dacă P_u este o forţă de întindere, avem v_c=0 (v. 3.3.3,a). P_u este forţa axială de calcul din perete, determinată cu valori caracteristice ale acţiunilor, înmulţite cu coeficienţii de încărcare (v. 1.33) sau o altă valoare a forţei axiale, semnificativă pentru calculul bazat pe metoda proiectării capacităţii de rezistenţă. A_g este aria secţiunii brute a betonului peretelui, inclusiv tălpile şi bulbii de margine.

Dimensionarea armăturii transversale se va efectua conform ecuaţiei (3.44). Armătura transversală constă din bare orizontale, ancorate complet la capetele secţiunii peretelui. Distanţa verticală între barele de armătură s_h trebuie să satisfacă atât condiţiile impuse armăturii transversale a grinzilor, cât şi cele impuse armăturii stâlpilor (3.3.3,a). Cercetările experimentale au demonstrat că, prin alegerea unor diametre mai mici şi a unor distanţe mai mici ale barelor de armare a inimii, menţinând celelalte condiţii constante, se ameliorează comportarea histeretică [I2]. Aceste reguli au drept scop împiedicarea cedării datorate întinderii oblice în zona articulaţiilor plastice, la cutremure de mare intensitate.

Ruperea datorată întinderii oblice prin curgerea armăturii orizontale transversale a fost observată la încercări în care a fost simulată o acţiune seismică de mare intensitate. Această rupere s-a produs chiar dacă procentul de armare transversală corespundea ecuaţiei (3.44) sau era chiar superior acestuia. După mai multe deplasări mari impuse, cu inversare de efort, se formează diagonale comprimate de beton sub

unghiuri mai mici de 45° faţă de orizontală, ceea ce poate conduce la suprasolicitarea armăturii transversale. Astfel de deplasări excesiv de mari şi numeroase, cu inversare de efort, de tipul celor generate în cadrul încercărilor menţionate, sunt totuşi puţin probabile, chiar şi în condiţiile unor cutremure de foarte mare intensitate.

3. Zonele elastice. Dacă un perete este dimensionat, conform metodei proiectării capacităţii de rezistenţă, pe baza diagramelor înfăşurătoare ale valorilor limită ale momentelor din fig. 5.41, la nivelurile superioare, respectiv deasupra articulaţiei plastice, acesta va rămâne elastic. În zona care rămâne elastică nu se impun cerinţe de ductilitate, iar rezistenţa la forfecare nu este redusă prin deformaţii plastice. Diferitele cerinţe limitative, impuse zonelor care lucrează în domeniul plastic, dispar. Efortul unitar nominal de forfecare poate fi mărit, conform ecuaţiei (3.34), [X3, X5], la:

$$v_i \le 0{,}2\, f_c' \le 6 \quad [\mathrm{N/mm^2}]$$

Contribuţia betonului v_c la rezistenţa la forţe tăietoare este exprimată în calcul prin ecuaţia (3.40). Din acest motiv, la partea superioară a pereţilor structurali, atât grosimea inimii cât şi procentul de armare transversală pot fi reduse considerabil. Economiile care se realizează astfel la armătura transversală compensează aproximativ consumul suplimentar de armătură de încovoiere, corespunzător considerării unei variaţii lineare a momentelor (fig.5.41).

c) Dimensionarea pentru forfecarea din lunecare

Se pare că datorită distribuţiei uniforme a armăturii longitudinale, respectiv verticale în pereţi structurali, forfecarea poate fi preluată mai bine decât în grinzi, unde la eforturi ciclice de forţă tăietoare de mare intensitate, se produc deplasări de lunecare, care deteriorează comportarea histeretică.

Unul dintre motivele acestui fenomen este acela că majoritatea pereţilor suportă o anumită forţă axială datorită încărcărilor gravitaţionale, care contribuie la închiderea fisurilor formate la curgerea armăturii întinse în ciclul anterior de efort. Datorită armăturii transversale pe un rost potenţial de lunecare, dispuse foarte regulat şi bine ancorate în beton, efectul de dorn este ameliorat. Această distribuţie uniformă a armăturii longitudinale face ca fisurile iniţiale din încovoierea inimii să nu se unească ulterior într-o fisură suficient de mare pentru a forma un rost de lunecare, aşa cum poate fi observat frecvent în cazul grinzilor.

Datorită comportării mai bune la fisurare şi a limitărilor pentru eforturile unitare de forfecare conform ecuaţiei (5.38), în cazul pereţilor zvelţi nu este necesară prevederea unei armături diagonale, dispuse transversal pe rostul potenţial de fisurare, aşa cum este prevăzut în subcapitolul 3.3.3,b pentru grinzi. În cazul pereţilor scurţi, ductili, este, dimpotrivă, recomandat ca o parte din forţa tăietoare să fie preluată prin armături diagonale (v. subcapitolul 5.6).

Distanţa dintre barele verticale de armătură din inima pereţilor structurali nu trebuie să depăşească în general şi, mai ales, în zonele unor rosturi potenţiale de lunecare (rosturi de turnare):

- dublul grosimii peretelui şi
- 450 mm.

Dacă rostul potențial de lunecare se află în zona unei articulații plastice, va fi necesar să se prevadă o distanță simțitor mai mică, aproximativ egală cu grosimea peretelui.

Rosturile de turnare reprezintă slăbiri ale secțiunii. Din acest motiv, în aceste zone, se pot produce deplasări excesive de lunecare [P1]. În consecință, trebuie acordată o atenție deosebită măririi rugozității betonului întărit, pentru a se asigura îmbinarea corespunzătoare împotriva lunecării. Armarea verticală necesară, transversală pe rostul de turnare, se determină cu ajutorul ecuației (3.46). În general se va verifica doar dacă armătura existentă corespunde celei minime necesare. Pentru determinarea armăturii disponibile pentru realizarea "forței de încleștare" pot fi luate în considerație, în secțiunile din fig. 5.5,*a*, *b*, *c* și *d*, toate barele verticale existente. Întrucât transmiterea forfecării se produce preponderent în inimă, barele verticale din tălpile cu lățime mare (v. fig. 5.5,*e* la *h*) nu vor fi incluse în calcul. În pereții puternic cuplați, adică atunci când valoarea A conform ecuației (5.5) este mai mare de 0,33, sistemul poate fi considerat ca un singur perete în consolă, în care cei doi pereți suportă simultan întreaga forță de lunecare, iar forța axială generată de acțiunea seismică se neglijează. Dacă pereții sunt slab cuplați, adică atunci când $A<0,33$, la dimensionarea armăturii din rostul de turnare cei doi pereți vor fi considerați ca elemente independente, având ca forțe axiale cele din încărcări gravitaționale și, separat, cele induse de acțiunea seismică.

5.4.4. Dimensionarea riglelor de cuplare

Întrucât funcția principală a riglelor de cuplare a pereților structurali (fig. 5.11) este transmiterea forțelor tăietoare de la un perete la celălalt (v. fig. 5.22 și 5.23), ele trebuie dimensionate în primul rând la forfecare.

a) Comportarea structurală

Numeroase rigle de cuplare au fost proiectate în trecut ca bare obișnuite încovoiate, acceptându-se o anumită contribuție a betonului la rezistența lor la forfecare. Riglele de cuplare cedează însă obligatoriu prin eforturi înclinate de întindere (v. fig. 5.46,*a*), așa cum a fost observat și în cazul cutremurului din Alaska (1964), în orașul Anchorage [U2]. Fisura critică oblică împarte grinda relativ scurtă în două porțiuni triunghiulare. Dacă, în această situație, forța tăietoare corespunzătoare capacității de rezistență la încovoiere nu poate fi transmisă numai prin etrieri, consecința va fi o rupere casantă din forfecare. În asfel de grinzi este greu să se atingă rezistența completă la încovoiere, chiar și la efort într-un singur sens [P22]. Din acest motiv, riglele de

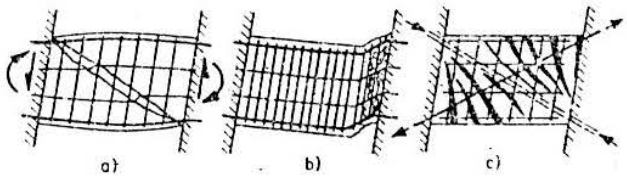


Fig. 5.46. Mecanismele de rezistență la forfecare a grinzilor de cuplare.

cuplare armate convențional, ortogonal, nu sunt adecvate pentru disiparea de energie corespunzătore unui mecanism ca în fig. 5.23,*d*. Dacă este prevăzut un procent suficient de armare trensversală pentru ca la curgerea armăturilor longitudinale de la capetele grinzii, etierii să rămână elastici, rigla dezvoltă o anumită ductilitate limitată. După un numar de cicluri de solicitare, fisurile de încovoiere formate la marginea superioară și inferioară a grinzii se vor uni și vor provoca cedarea bruscă la forfecare, de tipul celei prezentate în fig. 5.46,*b* [P1]. Această comportare a fost confirmată prin încercări, efectuate atât pe grinzi individuale, cât și pe modele de pereți structurali cuplați [P1, P31]. S-a dovedit de asemenea că este dificil la solicitări ciclice să se mențină eforturile unitare mari de aderență, corespunzătoare variației mari a momentelor încovoietoare, de-a lungul barelor longitudinale. Barele longitudinale au, din acest motiv, tendința de a lucra la întindere pe întreaga lungime a grinzii (v. fig. 5.46,*a* și *b*), iar forța tăietoare se transmite, mai ales, prin singura diagonală comprimată de beton.

Din aceste considerente rezultă avantajul armării transversale diagonale a grinzilor de cuplare, așa cum este prezentat în fig. 5.46,*c*. În timp ce la primul ciclu de efort forța de compresiune înclinată este transmisă cu precădere prin beton, la următoarele cicluri ea se descarcă din ce în ce mai mult prin armăturile înclinate (liniile întrerupte paralele din fig. 5.46,*c*). Acest lucru se datorează în primul rând faptului că, la ciclurile anterioare de efort, această armătură a suportat, la întindere, deformații plastice mari (linia continuă în fig. 5.46,*c*). Prin această descărcare a forței diagonale de întindere și compresiune prin armături, rezultă un sistem foarte ductil cu proprietăți excepționale de disipare a energiei [P23, P33]. Riglele armate în acest mod pot să participe în mod adecvat la deformațiile mari impuse, corespunzătoare comportării inelastice a pereților cuplați (v. fig. 5.23,*d*) și sunt capabile să preia forțele corespunzătoare ce le revin [P1, P3]. În timpul cutremurelor, deformațiile inelastice din astfel de grinzi sunt mult mai mari decât în pereții pe care îi cuplează. În plus, în timpul unei jumătăți de ciclu de deplasare a sistemului în riglele de cuplare, foarte sensibile la modificările curburii montanților, se pot produce mai multe inversări ale semnelor momentelor, în special ca urmare a contribuției modurilor superioare de oscilație (în special a modului doi și trei). Deci, în timpul unui cutremur, în riglele de cuplare sunt de așteptat mult mai multe cicluri de efort decât în pereții structurali adiacenți [M9].

b) Dimensionarea armăturii

Secțiunea armăturilor riglelor de cuplare armate diagonal rezultă din echilibrul forțelor [P1]. Cunoscând dimensiunile geometrice ale riglei, forța tăietoare de calcul în mijlocul grinzii (punctul de moment nul) va fi descompusă în componente diagonale corespunzătoare. Fig.5.71 prezintă această operație pentru un exemplu de calcul. Din forța diagonală de întindere se poate stabili ușor secțiunea necesară de armături.

În timpul solicitării în domeniul postelastic al pereților cuplați, contribuția betonului la transmiterea forței diagonale de compresiune scade din ce în ce mai mult, iar barele diagonale trebuie să fie capabile să preia în final întreaga forță fără a flamba. Pentru evitarea flambajului prematur al barelor înclinate, devin necesari etrieri dreptunghiulari sau o armătură în spirală cu unghiuri drepte, care să înfășoare grupurile de bare diagonale. Aceste armături pot fi dimensionate cu ajutorul ecuației (4.55). Indi-

ferent de diametrul armăturii diagonale, distanța dintre etrierii care le leagă nu trebuie să depășească 100 mm [P1].

Modelul de calcul pentru rigla de cuplare armată diagonal se bazează pe o condiție simplă de echilibru și este independent de zvelțețea grinzii. El poate fi aplicat în orice situație, având în vedere că forțele tăietoare din grindă, datorate încărcărilor gravitaționale, sunt neglijabile. Dacă, dimpotrivă, riglele de cuplare au proporții similare cu grinzile obișnuite încovoiate, la capetele lor se pot forma articulații plastice și ele vor trebui alcătuite la fel ca grinzile din cadrele ductile.

Pericolul de cedare prin forțe tăietoare și, prin aceasta, gradul de afectare a ductilității de încovoiere cresc proporțional cu raportul dintre înălțimea grinzii și deschiderea liberă h/l_n și cu efortul unitar de forfecare. Din acest motiv se recomandă ca la riglele de cuplare întreaga forță tăietoare datorată acțiunilor seismice să fie preluată de armătura diagonală, în cazul în care efortul unitar de forfecare depășește:

$$v_i = 0{,}1\frac{l_n}{h}\sqrt{f_c'} \quad [\text{N/mm}^2] \tag{5.39}$$

Trebuie avut în vedere că această condiție este atît de strictă deoarece riglele de cuplare sunt supuse unor rotiri plastice mult mai mari decât grinzile de dimensiuni similare din structurile în cadre. Unghiul de înclinație al armăturii diagonale nu este condiționat.

Conform ecuației (5.39), în cazul unui element armat numai cu etrieri și bare longitudinale, având o proporție de l_n/h=4, se admite un efort unitar de forfecare de până la v_i=0,4$\sqrt{f_c'}$. Cf. recomandărilor din 3.3.3,b, la eforturi de forfecare de acest nivel și în absența încărcărilor gravitaționale, ar trebui totuși prevăzută o armare diagonală în zonele potențiale plastice de la ambele capete. Din acest motiv, poate fi chiar mai practic ca, în astfel de cazuri, să fie prevăzute două mănunchiuri de armătură diagonale sub un unghi de aproximativ 12° pe toată deschiderea.

Efortul unitar de forfecare ca măsură a efortului principal de compresiune în beton este nesemnificativ în grinzile armate diagonal, întrucât și forțele de compresiune sunt preluate de armătură. Din acest motiv, nu este necesară o limitare a eforturilor unitare de forfecare v_i (v. 3.3.3,a 2).

Întrucât armarea diagonală este de regulă alcătuită sub forma unui pachet de patru sau mai multe bare (v. fig. 5.71), trebuie acordată atenție spațiului disponibil, pentru ca la încrucișarea barelor diagonale cu armătura longitudinală a peretelui să nu intervină probleme. Datorită concentrării forțelor de ancoraj în montanți lungimea de ancoraj a barelor diagonale va trebui mărită cu 50 % și va fi prevăzută o armătură de stabilizare, conform ecuației (5.30). În plus, pentru împiedicarea desprinderii betonului puternic fisurat, va fi prevăzută o armare constructivă secundară din etrieri și bare longitudinale (v. și indicațiile de la sfârșitul subcapitolului 5.4.4,b).

Armătura dispusă în zonele învecinate de placă poate conlucra cu rigla de cuplare. Ca și în cazul secțiunilor în T (v. 4.4.2,b), lățimea activă a plăcii nu poate fi stabilită cu precizie. La curgerea armăturii diagonale, cei doi pereți cuplați se îndepărtează unul de celălalt, iar armătura planșeului este solicitată la întindere.

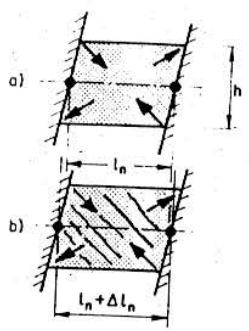


Fig. 5.47. Deformația specifică a grinzilor de cuplare plastificate.

Cele două rigle de cuplare, reprezentate schematic în fig. 5.47, ilustrează acest fenomen. Rotirea secțiunilor de capăt ale riglei de cuplare, în jurul punctelor corespunzătoare fibrelor longitudinale nedeformate, de lungimea l_n, conduce, după formarea fisurilor oblice de întindere, la o forță de întindere în diagonalele alungite, care generează curgerea (fig. 5.47,*a*). Forța corespunzătoare în diagonala comprimată conduce la o scurtare nesemnificativă a acesteia, deoarece generează în beton numai un efort unitar mic de compresiune. Aceste fenomene provoacă alungirea Δl_n a fibrelor orizontale ale riglei de cuplare (fig. 5.47,*b*), care conduce la o deformație specifică de întindere corespunzătoare a tuturor barelor orizontale din interiorul sau vecinătatea imediată a grinzii, de exemplu din placă.

Contribuția armăturii orizontale a plăcii, de arie A_{ss} la efortul capabil al riglei de cuplare, poate fi determinată din condiția de echilibru cu ajutorul fig. 5.48. Momentele de curgere de la capetele grinzii sunt:

$$M_l = T_d z\cos\alpha = A_{sd} f_y \cos\alpha \tag{5.40}$$

$$M_r = M_l + T_h z = \left(A_{sd}\cos\alpha + A_{ss}\right) f_y z \tag{5.41}$$

De aici, capacitatea de rezistență la încovoiere a riglei devine:

$$V_i = \frac{M_l + M_r}{l_n} = \left(2A_{sd}\cos\alpha + A_{ss}\right)\frac{z}{l_n} f_y \tag{5.42}$$

După câteva cicluri inelastice de efort, armătura diagonală comprimată atinge stadiul de curgere, adică C_d=T_d, iar barele orizontale ajung să fie întinse pe toată lungimea deschiderii. Diagonala comprimată de beton, haşurată în fig. 5.48, este supusă atunci numai la forța de compresiune C_c=T_h/cos α. Rezultă că pentru direcția de solicitare studiată, armătura plăcii nu contribuie la preluarea momentului încovoietor din secțiunea stângă, dar amplifică momentul încovoietor din secțiunea dreaptă, atâta timp cât forța de compresiune corespunzătoare C_d poate fi preluată de beton.

Pe lângă armătura reprezentată în fig. 5.48, va fi necesar să se prevadă o armare mimimă constructivă longitudinală și transversală, similară cu cea din pereții structurali ($\rho_l \geq 0{,}7/f_y$, conform 5.4.2,h).

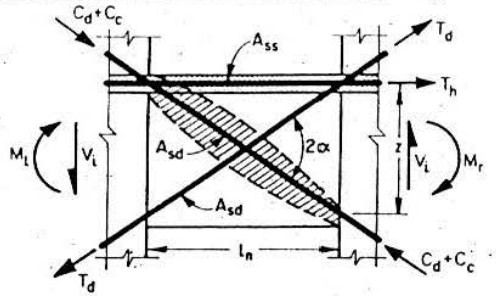


Fig.5.48. Contribuţia armăturii plăcii la efortul capabil al riglei de cuplare.

c) Plăci cu rol de grindă de cuplare

După cum a fost prezentat în subcapitolul 5.3.2,c, pereţii structurali pot fi cuplaţi şi prin intermediul plăcilor planşeului, cu toate că eficienţa acestora este limitată. Comportarea planşeelor este reprezentată schematic în fig. 5.49. Dacă în timpul unui cutremur de pământ se produc în pereţi rotiri suficient de mari, datorită dezvoltării mecanismului de plastificare, prezentat în fig. 5.49,*b*, forţele de forfecare pot fi transmise de la un perete la celălalt. Zonele de placă mai îndepărtate de pereţi au o contribuţie redusă la această transmitere, întrucât se încarcă cu un efort numai prin momente transversale şi prin forţe tăietoare corespunzătoare (v. fig. 5.49,*c*). Transmiterea forfecării de la pereţi la plăci se face, în primul rând, în dreptul marginii pereţilor şi, din acest motiv, în această zonă este probabilă o cedare locală prin poansonare. Cauza comportării histeretice relativ nefavorabile a acestui tip de structură o constituie fisurile provocate de torsiunea plăcilor ca şi la forfecarea zonelor din vecinătatea marginii pereţilor [P24]. Din acest motiv, contribuţia la disiparea energiei a cuplării pereţilor prin plăci se recomandă să fie considerată redusă.

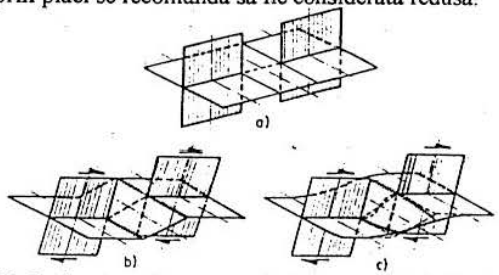


Fig.5.49. Cuplarea pereţilor structurali prin intermediul plăcilor de beton.

Comportarea structurii poate fi ameliorată, într-o oarecare măsură, prin concentrarea armăturii plăcii, bine legate prin etrieri multipli într-o porţiune relativ îngustă (v. fig. 5.50). Prevederea de etrieri cu un diametru mic conduce la o rezistenţă îmbunătăţită la forfecare, iar la distanţe suficient de mici, împiedică flambajul barelor comprimate, în special în zonele articulaţiilor plastice. Contribuţia acestora la ameliorarea comportării la străpungere este totuşi nesemnificativă. Eficienţa unei astfel de fâşii de placă este mărită atunci când reuşim să îmbunătăţim modul de transmitere a forfecării

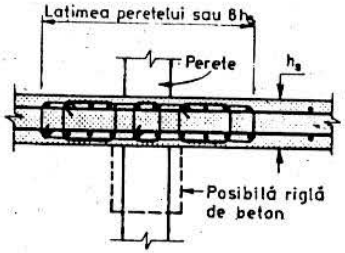


Fig.5.50. Concentrarea armăturii în placa de cuplare între pereţi.

între capătul peretelui şi planşeu. Aceasta poate fi asigurată, de exemplu, prin introducerea în planşeu a unui profil laminat, transversal faţă de perete (v. fig. 5.51). Principiul este foarte asemănător cu cel al "capitelurilor" de oţel din planşeele dală.

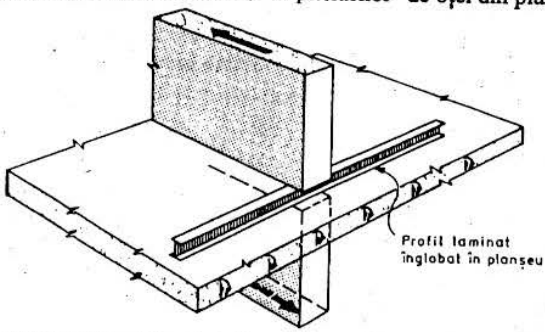


Fig.5.51. Consolidare împotriva străpungerii la capătul peretelui.

Prevederea unor grinzi relativ mici (v. linia întreruptă din fig. 5.50) face ca rezistenţa la încovoiere a elementului de cuplare (placa) să fie mărită considerabil, fără a suplimenta armătura fâşiei active a planşeului. La rotiri mari ale pereţilor structurali, cedarea la forfecare a fâşiilor adiacente de placă este inevitabilă. Elementul experimental din fig. 5.52 prezintă acest tip de comportare.

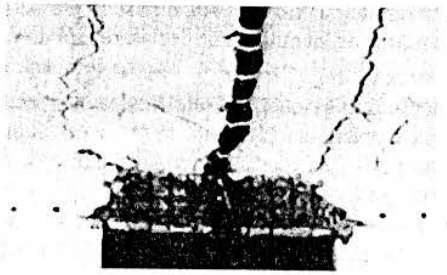


Fig. 5.52. Cedarea la forfecare a unei rigle slabe de cuplare între doi pereţi.

5.5. Etapele de proiectare a pereţilor structurali

În capitolele anterioare au fost discutate, la modul general, comportarea, calculul, dimensionarea şi alcătuirea constructivă a pereţilor structurali supuşi acţiunilor seismice. Prezentul capitol rezumă principalele concluzii şi prezintă etapele de aplicare a metodei proiectării capacităţii de rezistenţă pentru un perete structural cuplat. Se fac, de asemenea, unele completări specifice pentru aceşti pereţi structurali. În subcapitolul 5.8 se va prezenta un exemplu de calcul corespunzător procedeului arătat în cele ce urmează.

Etapa 1. Verificarea geometriei pereţilor

Înainte de a trece la calcul este necesar să se verifice dimensiunile peretelui structural, pentru a se vedea dacă există secţiuni compacte, cu dimensiuni adecvate pentru asigurarea cerinţelor de disipare a energiei. Secţiunile montanţilor şi ale riglelor de cuplare trebuie să satisfacă condiţiile impuse în subcapitolele 5.4.2,b (stabilitatea pereţilor) respectiv 1.6.5,a (stabilitatea grinzilor).

Etapa 2. Stabilirea forţelor seismice echivalente

Forţele seismice statice echivalente se stabilesc conform capitolului 2, respectiv conform prevederilor normelor utilizate la proiectarea structurii. Ele se distribuie apoi pe înălţimea clădirii. În acest scop se apreciază, de la început, o mărime μ_Δ a ductilităţii de deplasare (v. 2.2.7).

Etapa 3. Determinarea eforturilor secţionale pe un model structural elastic

Cu ajutorul forţelor seismice echivalente şi al încărcărilor gravitaţionale pot fi calculate eforturile secţionale pe un model structural elastic. În acest sens, vor fi respectate indicaţiile privind stabilirea modelului structural din subcapitolul 5.3.1. Se poate utiliza fie modelul de cadru echivalent (fig. 5.14), fie modelul "laminar" (cu legătură continuă între montanţi) (5.20). Fig. 5.22 prezintă rezultate caracteristice obţinute.

Etapa 4. Verificarea mărimii alese a forţei seismice echivalente şi a ductilităţii de deplasare

Cu ajutorul forţelor axiale şi al momenteler încovoietoare de la baza peretelui, putem determina parametrul $A=Tl/m$, definit în ecuaţia (5.5). Dacă ecuaţia (5.7) este satisfăcută, conform ecuaţiei (5.6) se calculează coeficientul de reducere R. Cu ajutorul acestuia se reduc proporţional valorile forţei seismice echivalente alese iniţial şi ale eforturilor secţionale rezultate din calculul static şi se poate determina, apoi, amplificarea corespunzătoare mărimii a ductilităţii de deplasare faţă de valoarea aleasă iniţial.

Etapa 5. Verificarea fundaţiei

Spre a evita modificări ulterioare, în această etapă este necesar să se verifice dacă fundaţiile pereţilor sunt capabile să transmită la teren cel puţin de 1,5 ori valoarea momentului de răsturnare M_E. Trebuie să reamintim faptul că o structură dimensionată cu atenţie şi fără rezerve inutil de mari poate mobiliza cel puţin de 1,4 ori momentul de răsturnare M_E în timpul deformaţiilor inelastice mari (suprarezistenţă, v. 1.3.4,c). Din acest motiv, fundaţia trebuie să prezinte un efort capabil superior acestei valori, deoarece, în caz contrar, disiparea de energie preconizată nu poate avea loc. Acest gen de probleme va fi discutat în capitolul 8.

Etapa 6. Dimensionarea riglelor de cuplare

Riglele de cuplare se dimensionează pentru eforturile determinate la încovoiere şi forţă tăietoare. În mod normal, se utilizează armături diagonale legate de etrieri, pentru dimensionarea cărora se poate folosi un coeficient de reducere a rezistenţei $\Phi=0,9$ (aplicat simultan rezistenţei la încovoiere şi celei la forfecare, unde $\nu_c=0$). Ancorarea armăturii diagonale necesită o atenţie deosebită, ca şi alcătuirea etrierilor sau a armăturii în spirală, pentru a împiedica, în orice situaţie, flambajul spre exterior al armăturii diagonale. Armătura va fi calculată cât mai precis posibil, pentru a prelua efortul capabil necesar. În acest scop, forţele tăietoare în riglele de cuplare pot fi redistribuite pe înălţimea peretelui (fig. 5.23,*c*, subcapitolul 5.3.2,c). Un efort capabil excesiv de mare al riglelor de cuplare poate conduce la dificultăţi de dimensionare a montanţilor şi a fundaţiei.

Contribuţia armăturii din placă la efortul capabil al riglelor de cuplare se estimează conform fig. 5.48.

Etapa 7. Determinarea suprarezistenţei riglelor de cuplare

Pentru a fi siguri că rezistenţa la forfecare a peretelui cuplat nu este depăşită şi că efortul maxim ce acţionează asupra fundaţiei este ales corect, trebuie evaluată suprarezistenţa zonelor plastice potenţiale. În acest scop, se stabileşte pentru fiecare riglă de cuplare j forţa tăietoare corespunzătoare suprarezistenţei V_{oj} pe baza armăturilor existente în mod real, la un efort unitar de curgere a armăturii diagonale egal cu $\lambda_o f_y$ (v. 3.2.2). Dacă plăcile paralele cu toate riglele de cuplare sunt puternic armate, la calculul suprarezistenţei se va ţine cont de contribuţia acestei armături la rezistenţa la încovoiere şi la forfecare a riglei, conform ecuaţiei (5.42).

Etapa 8. Determinarea valorilor de calcul ale forţelor axiale şi ale momentelor încovoietoare la baza montanţilor

Pentru determinarea armăturii verticale în montanţi, valorile de calcul ale efortului vor fi determinate după cum urmează (v. 1.3.3):

1. $P_u = 0,9P_D+P_E$: forţa axială de întindere sau valoarea minimă a forţei axiale de compresiune şi $M_{u,1}$;

   $P_u=P_D+1,3P_L+P_E$: forţa axială de compresiune şi $M_{u,2}$;

   P_u – forţa axială de calcul a peretelui, inclusiv cea rezultată din acţiunea seismică;

   P_E – forţa axială din perete (întindere sau compresiune) datorată forţelor seismice echivalente orizontale;

   P_D – forţa axială de compresiune datorată încărcărilor de durată (v. 1.3.2,a);

   P_L – forţa axială de compresiune datorată încărcărilor utile medii (v. 1.3.2,b);

   $M_{u,1}$ – momentul de calcul la baza peretelui, care apare simultan cu forţa axială de întindere datorată forţelor seismice (v. fig. 5.22,*a*);

   $M_{u,2}$ – momentul de calcul la baza peretelui, care apare simultan cu forţa axială de compresiune datorată forţelor seismice (v. fig. 5.22,*a*).

2. Este posibilă o redistribuire a momentelor conform subcapitolului 5.3.2,c.2, în condiţiile următoare. Aceasta poate fi utilă de exemplu atunci când este necesară o cantitate mare mare de armătură longitudinală:

a) $M'_{u,1} = M_{u,1} - \Delta M \geq 0{,}7 M_{u,1}$

b) $M'_{u,2} = M_{u,2} + \Delta M \leq \quad M_{u,2} + 0{,}3 M_{u,1}$

unde $M'_{u,1}$ şi $M'_{u,2}$ sunt noile momente de calcul pentru peretele întins, respectiv pentru cel comprimat, după redistribuirea conform fig. 5.23,*a* şi *b*.

Etapa 9. Dimensionarea secţiunii de la baza pereţilor structurali la încovoiere

Secţiunea de la baza peretelui se dimensionează la combinaţia defavorabilă de eforturi. Se va stabili mai întâi procentul minim de armare (v. 5.4.2,h). Pentru determinarea armăturii verticale se poate aplica un coeficient de reducere Φ=0,9. Această prevedere este justificată prin condiţiile din 5.4.2,e conform cărora, pentru a asigura ductilitatea de curbură, porţiunile solicitate puternic la compresiune din secţiunile pereţilor trebuie confinate.

În vederea determinării suprarezistenţei la încovoiere (Etapa 11), barele de armătură trebuie precizate ca diametru şi poziţie.

Etapa 10. Stabilirea forţelor axiale din montanţi, corespunzătoare suprarezistenţei riglelor de cuplare

Forţa maximă axială într-unul din cei doi montanţi, datorată suprarezistenţei grinzii de cuplare, s-ar putea obţine prin însumarea tuturor forţelor tăietoare transmise de riglele de cuplare situate deasupra secţiunii considerate, calculate cu suprarezistenţa $V_{o,E}$. Pentru structurile multietajate, acest mod de a proceda ar fi prea prudent, întrucât este puţin probabil ca suprarezistenţa să fie atinsă simultan în toate riglele. Din acest motiv se recomandă să se determine forţele axiale maxime corespunzătoare suprarezistenţei riglelor de cuplare în mod similar cu cazul cadrelor, în felul următor:

$$P_{o,E} = \left(1 - \frac{n-j}{80}\right) \sum_{j}^{n} V_{o,E} \quad \text{unde} \quad n - j \leq 20 \tag{5.43}$$

Aici $n-j$ semnifică numărul de etaje deasupra nivelului j considerat.

Etapa 11. Stabilirea suprarezistenţei la încovoiere a montanţilor

Pentru a putea estima momentul de răsturnare maxim posibil, care poate apărea la formarea mecanismului plastic în sistemul de pereţi cuplaţi, este necesar să se evalueze cât mai corect posibil încărcările gravitaţionale ce pot apărea în timpul unei acţiuni seismice. Forţele axiale din pereţi pot fi calculate în felul următor, neglijând încărcarea utilă:

$$P_o = P_D + P_{o,E} \tag{5.44}$$

Pentru valoarea maximă $P_{o,1}$(compresiune maximă) şi valoarea minimă $P_{o,2}$ (întindere sau compresiune minimă) se va ţine cont de direcţia diferită a acţiunii seismice şi, de aici, de semnul diferit al valorii lui $P_{o,E}$.

Cu acestea pot fi calculate momentele de suprarezistenţă la încovoiere $M_{o,1}$ şi $M_{o,2}$ ale fiecărei secţiuni de perete, respectiv pentru întindere şi compresiune la baza peretelui, la aceste forţe axiale, corespunzând alcătuirii constructive exacte şi aplicând indicii de material (λ_o) conform 3.3.2,b.

Etapa 12. Stabilirea coeficienţilor de suprarezistenţă a sistemului de pereţi structurali

Coeficientul de suprarezistenţă a sistemului de pereţi structurali cuplaţi poate fi stabilit conform ecuaţiei (5.31) din:

$$\Phi_{o,w} = \frac{M_{o,1} + M_{o,2} + lP_{o,E}}{M_E} \tag{5.45}$$

Valoarea ideală pentru $\Phi_{o,w}$ (respectiv ψ_o) poate fi stabilită cu ajutorul indicilor de material (λ_o) conform subcapitolului 3.3.2 şi al coeficientului de reducere a rezistenţei (Φ) conform ecuaţiei (1.15). Dacă valoarea obţinută din ecuaţia (5.45) este mai mică, vor trebui căutate erorile de calcul. În orice caz, va trebui luată în consideraţie influenţa reducerii, conform ecuaţiei (5.43).

Dacă, dimpotrivă, valoarea rezultată din ecuaţia (5.45) este prea mare, pentru a stabili cauza acestui efort capabil efectiv mărit, devine necesară verificarea ansamblului structural. Acesta poate fi cazul unor ipoteze excesiv de prudente, care pot conduce la construcţii nejustificate din punct de vedere economic sau al unor sisteme de pereţi cu procente minime de armare supuse unor eforturi mici, cu un grad minim de armare. Pentru interpretarea valorilor $\Phi_{o,w}$ este, bineînţeles, necesară cunoaşterea exactă a sortimentelor de oţel de armătură utilizate în riglele de cuplare şi în pereţi.

Etapa 13. Stabilirea forţelor tăietoare de calcul din pereţii structurali

Forţa tăietoare maximă la o înălţime oarecare h a unui perete i poate fi estimată utilizând conceptul distribuţiei inelastice a forţelor tăietoare din subcapitolul 5.3.2,c, cu ajutorul următoarei ecuaţii:

$$V_{w,i} = \omega_v \Phi_{o,w} \left(\frac{M_{o,i}}{M_{o,1} + M_{o,2}} \right) V_E; \; i = 1, 2 \tag{5.46}$$

în care: ω_v este coeficientul dinamic de amplificare conform ecuaţiilor (5.34) şi (5.35);

V_E – forţa tăietoare totală din cei doi pereţi, datorată forţelor seismice echivalente;

$\Phi_{o,w} \leq \mu_\Delta$ conform ecuaţiei (5.36);

$M_{o,1}$, $M_{o,2}$ – conform Etapei 11.

Expresia din paranteza ecuaţiei (5.46) ia în consideraţie distribuirea forţei tăietoare totale pe cei doi pereţi structurali care, la dezvoltarea suprarezistenţei, este diferită de distribuţia stabilită elastic. Prin aceasta este luată în consideraţie şi modificarea forţelor tăietoare care rezultă din descărcarea posibilă a momentelor de calcul de pe peretele întins pe cel comprimat.

Etapa 14. Dimensionarea la forţe tăietoare în zona articulaţiei plastice

Calculul la eforturile unitare principale de compresiune şi de întindere în zona articulaţiei plastice se efectuează conform 5.4.3,b. Trebuie verificată grosimea peretelui şi determinată secţiunea de armătură orizontală. Pentru stabilirea contribuţiei betonului la rezistenţa la forţa tăietoare vor fi luate în consideraţie forţele axiale respective: $P_{o,1}$ şi $P_{o,2}$.

Etapa 15. Calculul pereţilor structurali la lunecarea în rost

În primul rând, în zona articulaţiei plastice şi, cu precădere, în rosturile de turnare existente aici se va verifica dacă armătura verticală corespunde cerinţelor ecuaţiei (3.46). Pentru aceasta, în majoritatea cazurilor, cei doi pereţi cuplaţi pot fi consideraţi ca o secţiune unică (A>0,33), conform subcapitolului 5.4.3,c.

Etapa 16. Stabilirea armăturii de confinare şi de stabilizare în articulaţia plastică a montanţilor

Din combinaţiile de acţiuni prezentate anterior poate fi determinată poziţia cea mai dezavantajoasă a axei neutre în zona articulaţiei plastice. Conform subcapitolelor 5.4.2,e şi 5.4.2,f, cu aceasta se poate determina armătura necesară pentru confinarea betonului şi pentru stabilizarea armăturii verticale din secţiunea respectivă.

Etapa 17. Întreruperea armăturii verticale a pereţilor structurali

Întreruperea armăturii verticale se va face conform variaţiei lineare a rezistenţei necesare la încovoiere, reprezentate în fig. 5.41. Prin aceasta se evită apariţia unor articulaţii plastice deasupra secţiunii de încastrare în urma efortului modurilor superioare de oscilaţie.

Etapa 18. Calculul la forţa tăietoare şi determinarea armăturii de stabilizare în zonele din afara articulaţiei

În zonele din afara articulaţiei plastice (zone elastice) calculul la forţa tăietoare a pereţilor va fi efectuat conform subcapitolului 5.4.3,b.3.

Armătura de stabilizare din aceste zone trebuie să îndeplinească cerinţele indicate la sfârşitul subcapitolului 5.4.2,f.2.

Etapa 19. Dimensionarea fundaţiei

Pentru dimensionarea fundaţiei se utilizează eforturile secţionale corespunzătoare suprarezistenţei pereţilor în secţiunea de încastrare $P_{o,1}$, $P_{o,2}$, $M_{o,1}$, $M_{o,2}$ şi $V_w=V_{w,1}+V_{w,2}$. La pereţii structurali ductili, fundaţia trebuie să preia efortul capabil, stabilit pe baza rezistenţelor de calcul ale materialelor (v. capitolul 8).

5.6. Aspecte specifice pereţilor structurali scurţi

Cele prezentate în subcapitolele 5.1 – 5.5 sunt valabile atât pentru pereţii structurali zvelţi cât şi pentru cei scurţi, dar accentul a fost pus, în general, pe pereţii structurali zvelţi, care sunt întâlniţi mai frecvent în practică. Inginerul proiectant va observa cu uşurinţă care părţi se aplică numai la unele dintre aceste tipuri de pereţi.

În prezentul capitol sunt analizate câteva aspecte specifice pereţilor structurali scurţi, care nu au fost tratate anterior, legate cu precădere de efectele forţelor tăietoare (mai ales lunecarea în rost).

5.6.1. Tipuri de pereţi structurali scurţi

Pereţii structurali scurţi sunt pereţi structurali cu un raport între înălţime şi lăţime h_w/l_w<3 (v. 5.2.2,b). Aceştia se întâlnesc frecvent în clădirile joase supuse acţiunilor seismice. Ei pot fi întâlniţi, de asemenea, în clădirile înalte, atunci când se extind pe un număr redus de etaje deasupra fundaţiei pentru a asigura la baza construcţiei rezistenţa la forţele generate de cutremur. Pereţii structurali scurţi pot fi împărţiţi, pe baza comportării lor, în următoarele categorii:

1. Pereţi elastici. În clădirile de înălţime redusă, efortul capabil al pereţilor structurali scurţi este, adesea, atât de mare încât şi la forţele seismice cele mai mari aşteptate comportarea lor rămâne elastică. Acesta este cazul majorităţii pereţilor structurali scurţi.

2. Pereţi liftaţi. În multe cazuri forţa axială din pereţii scurţi, datorită încărcărilor gravitaţionale mici, este relativ mică. Rezistenţa la forţe orizontale este limitată de momentul maxim de răsturnare atunci când nu există ancoraje sau legături rigide cu alte fundaţii. Un procedeu judicios, din păcate puţin aplicat în practică, constă în permiterea liftării (ridicării) peretelui prin construirea unor fundaţii speciale [P35]. În astfel de cazuri, efortul capabil al peretelui ar trebui să fie ceva mai mare decât cel corespunzător momentului de răsturnare, ceea ce ar asigura comportarea elastică a peretelui (v. capitolul 8).

3. Pereţi ductili. În anumite cazuri, pereţii structurali scurţi cu fundaţii suficient de puternice nu pot fi practic alcătuiţi pentru a se asigura comportarea elastică la cutremurul de proiectare. Din acest motiv poate fi necesară o ductilitate considerabilă, dar la care trebuie avute în vedere anumite particularităţi: acest tip de pereţi este întâlnit la clădirile joase, în care un număr redus de pereţi trebuie să preia toate forţele orizontale de inerţie, fără a se produce o liftare (ridicare) de pe fundaţie. Ei pot fi de asemenea întâlniţi în construcţiile înalte în cadre, rigidizate numai în etajele inferioare cu pereţi structurali. Rezistenţa la încovoiere a unui perete structural scurt poate fi atât de mare încât rezistenţa corespunzătoare la forfecare poate fi atinsă numai cu foarte mare greutate. Acest fapt poate fi acceptat numai în cazul în care ductilitatea necesară este mult mai mică decât la pereţii structurali zvelţi. Astfel de pereţi structurali scurţi reprezintă sisteme structurale cu ductilitate redusă, cerând forţe statice echivalente mărite în mod corespunzător (v. 5.2.2,b).

5.6.2. Comportarea la încovoiere şi dispunerea armăturii

Cu toate că abaterile de la ipoteza secţiunilor plane sunt semnificative, în special la un raport mic h_w/l_w, influenţa lor la dezvoltarea întregii rezistenţe la încovoiere, atunci când armătura de încovoiere ajunge în stadiul de curgere şi forţele ei devin practic independente de deformaţiile specifice, nu este prea mare. În consecinţă, calculul obişnuit al capacităţii de rezistenţă la încovoiere poate fi aplicat cu rezultate satisfăcătoare şi la pereţii scurţi (v. 5.4.2,a, fig. 3.21).

Dacă armătura verticală este distribuită uniform pe întreaga secţiune a peretelui, în starea de curgere a acesteia, rezultă în mod teoretic o ductilitate de curbură mai mică decât dacă armătura ar fi concentrată la capetele peretelui. Totuşi, acest mod de armare

va fi în general preferat, întrucât zona comprimată de beton (la încovoiere) este mărită ca urmare a unei arii mai mici în zona comprimată și, în plus, efectul de dorn este ameliorat. Ambele aspecte sunt importante pentru rezistența la lunecarea în rosturi orizontale. La forțele axiale mici, caracteristice pereților structurali scurți, micșorarea ductilității de curbură datorată distribuției uniforme a armăturii nu este importantă [P1]. Coeficienții de ductilitate care se obțin la atingerea scurtării limită în beton de 0,003 depășesc, de obicei, ductilitatea necesară pentru preluarea acțiunii seismice. Într-adevăr, chiar la acțiuni seismice mai mari, scurtările betonului sunt foarte probabil mai mici decât 0,003, ceea ce corespunde unor eforturi unitare de compresiune moderate în beton. Aceasta reprezintă un avantaj, deoarece betonul din zona comprimată este supus unor lunecări mari de-a lungul suprafețelor fisurilor generate de variația ciclică a eforturilor.

5.6.3. Comportarea la forfecare

Datorită altor raporturi geometrice, a unor condiții specifice de margine și a distribuției forțelor, modelele pentru stabilirea rezistenței la forțe tăietoare dezvoltate pentru bare nu pot fi direct utilizate pentru pereții structurali scurți. Între alții, Barda [B13] a studiat comportarea unor pereți scurți, proiectați pentru a se rupe prin forfecare. A rezultat că, pe lângă contribuția armăturii transversale orizontale, o parte importantă a forței aplicate la capătul superior a fost descărcată printr-o bielă comprimată direct în secțiunea de încastrare.

a) Ruperea prin întindere oblică

Dacă armătura transversală orizontală este insuficientă, este posibil ca de la un colț la celălalt să se dezvolte un plan oblic de rupere (v. fig. 5.53,*a*). Întrucât la pereții structurali scurți rezistența la întindere oblică este influențată considerabil de modul de aplicare a forțelor pe fețele superioare, la tratarea acestui efect este necesară o anumită prudență în diferite cazuri de dimensionare. Ruperea prin întindere oblică se poate dezvolta de asemenea de-a lungul unor planuri de rupere cu pantă mare (v. fig. 5.53,*b*). În cazurile în care există posibilitatea descărcării forței tăietoare în altă zonă, o astfel de fisură oblică nu ar trebui să conducă la cedare. Utilizarea unei grinzi la partea superioară a peretelui pentru transferarea forței constituie un exemplu în acest sens. Astfel poate fi evitată întinderea oblică și poate fi mărit efectul de descărcare prin compresiune oblică a forței în fundație. În general, cedarea prin întindere oblică trebuie prevenită prin asigurarea unui grad suficient de armare transversală orizontală.

b) Cedarea prin compresiune oblică

Dacă efortul unitar nominal de forfecare din perete este mare și dacă armarea orizontală este corespunzătoare, betonul poate ceda sub efortul de compresiune oblică. Acest fenomen este posibil în special în pereții cu secțiuni în I (v. fig. 5.53,*c*), care prezintă o rezistență foarte mare la încovoiere. Eforturile unitare nominale de forfecare foarte mari și forțele corespunzătoare acestora sunt, în general, rare în pereții scurți, întrucât fundația nu este capabilă să preia momentele de răsturnare corespunzătoare.

La eforturile ciclice se dezvoltă două familii de fisuri oblice, iar cedarea prin compresiunea oblică se poate produce la eforturi simțitor mai mici decât în cazul

efortului pe o singură direcție, deoarece fisurile încrucișate se deschid și se închid ciclic, ceea ce reduce simțitor rezistența la compresiune a betonului. În mod frecvent, zona de rupere a betonului se propagă repede pe toată lungimea peretelui (v. fig. 5.53,*d* [B13]. Cedarea prin compresiune oblică generează o scădere mare, ireversibilă, a efortului capabil și ar trebui prevenită cu orice preț în pereții care trebuie să se comporte ductil. Pentru asigurarea comportării ductile, trebuie limitat efortul unitar nominal de forfecare asociat capacității de rezistență la încovoiere.

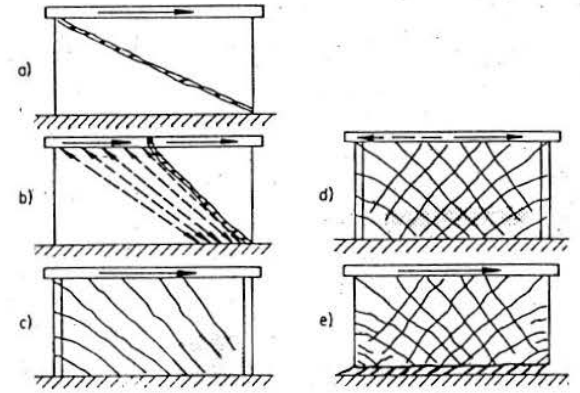


Fig. 5.53. Cedarea prin forfecare a pereților structurali scurți.

c) Cedarea prin lunecare în rosturi orizontale

Prin limitarea efortului unitar tangențial nominal și prin armarea orizontală corespunzătoare se poate evita cedarea prin compresiune sau prin întindere oblică. De fapt, ar fi de așteptat ca deformațiile inelastice, necesare pentru disiparea energiei, să rezulte în special din curgerea armăturii verticale de încovoiere. După câteva cicluri de inversare a efortului, însoțite de curgerea accentuată a armăturii de încovoiere, se produce însă o deplasare de lunecare de-a lungul fisurilor orizontale formate din fisurile de încovoiere. În consecință, pe o înălțime foarte limitată, apare un mecanism de forfecare, preponderent în secțiunea de încastrare a peretelui (v. fig. 5.53,*e*). Aceste deplasări de lunecare provoacă o scădere accentuată a rigidității, în special la eforturile relativ mici de la începutul ciclului de deplasare în sens invers, ceea ce reduce de asemenea capacitatea de disipare a energiei [P35].

Dezvoltarea acestui mecanism este reprezentată detaliat în fig. 5.54. În timpul primului ciclu de efort cu deformații plastice mari de încovoiere, cea mai mare parte a forței tăietoare este transmisă prin zona comprimată de beton (fig. 5.54,*a*). Întrucât betonul nu este încă fisurat în zona comprimată, relativ mică, deplasările orizontale de lunecare sunt încă mici. După inversarea efortului, în zona comprimată în ciclul precedent se dezvoltă fisuri, iar barele verticale, din zona supusă anterior întinderii, care au suportat deformații plastice specifice de întindere importante, sunt acum comprimate. Înainte ca momentul încovoietor din secțiunea de încastrare să devină suficient de mare pentru a provoca curgerea barelor comprimate, la baza peretelui se formează o

fisură deschisă care îl traversează pe toată lăţimea (fig. 5.54,*b*). În această fisură, forţa tăietoare este transmisă preponderent prin efectul de dorn al armăturilor longitudinale. Întrucât în această situaţie elementul are o rigiditate scăzută, rezultă deplasări orizontale relativ mari. Aceste deplasări de lunecare încetează numai în momentul în care armătura comprimată atinge stadiul de curgere, consumându-se deformaţiile specifice remanente din ciclul precedent. Fisura se închide în acest moment în zona comprimată, iar forţa tăietoare poate fi din nou transmisă prin betonul comprimat (fig. 5.54,*c*). În urma deplasării de lunecare, eforturile unitare de compresiune urmează să fie transmise prin suprafeţele fisurilor, care şi-au pierdut planeitatea şi nu mai coincid una cu cealaltă. Aceasta conduce atât la o reducere a rigidităţii, cât şi a capacităţii de transmitere a forfecării prin încleştarea granulelor de agregat, adică prin frecare.

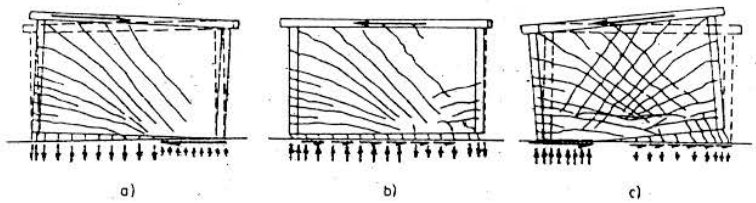


Fig. 5.54. Formarea mecanismelor de lunecare în secţiunea de încastrare.

În timpul ciclurilor următoare de efort este de aşteptat o diminuare progresivă a transmiterii eforturilor de forfecare prin frecare de-a lungul planului potenţial de lunecare. Ca urmare a pierderii aderenţei armăturii verticale şi datorită efectului *Bauschinger*, scade, de asemenea, rigiditatea efectului de dorn [P1]. În fine, deplasările pot conduce la o smulgere a armăturii verticale (v. fig. 5.54,*c*), iar întreaga forţă tăietoare urmează să fie transmisă prin aceste bare deformate puternic. Cedarea unui perete structural scurt ca urmare a deplasării prin lunecare poate fi observată în fig. 5.55 (încercare de laborator).

5.6.4. Calculul la forţe înclinate de compresiune

Pentru prevenirea cedării prin forţele înclinate de compresiune, efortul nominal unitar de forfecare v_i trebuie limitat (5.6.3,b). În mod prudent, în acest scop pot fi aplicate aceleaşi valori (limita superioară de efort unitar de forfecare) ca şi în cazul pereţilor structurali obişnuiţi, conform subcapitolului 5.4.3,b, adică de obicei ecuaţiei (5.35) şi, mai rar, în mod acoperitor ecuaţiei (5.38). Acestea pot fi hotărâtoare pentru alegerea grosimii peretelui.

5.6.5. Verificarea la lunecarea în rost

a) Condiţii de proiectare

În subcapitolul 3.3.3,b s-a arătat că în pereţii structurali de toate tipurile, în secţiunile în care există pericolul de lunecare, ar trebui să existe armături care să asigure forţe de "strângere", calculate conform ecuaţiei (3.46). În pereţii structurali

scurţi, care trebuie să realizeze o anumită ductilitate (redusă) prin curgerea armăturii verticale, zona secţiunii de încastrare trebuie tratată în mod suplimentar conform regulilor următoare, dacă coeficientul definit în subcapitolul 5.6.5,c este $R_D>0$.

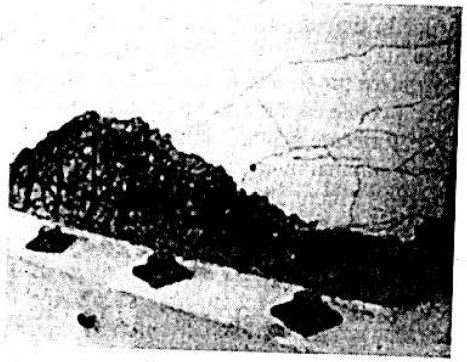


Fig. 5.55. Cedarea unui perete structural scurt ca urmare a lunecării într-un rost transversal.

b) Efectul armăturii diagonale

Efectele structurale care apar la forfecarea prin lunecare în rosturi constau din transmiterea forţei tăietoare prin efectul de dorn al armăturii transversale pe planul de lunecare şi prin forţele de frecare care se dezvoltă în acest plan şi sunt prezentate în [P1, M7 şi M8]. În cadrul acestor cercetări a fost studiată influenţa fisurilor preexistente şi modul de considerare a rostului de turnare [P1], pe elemente de încercare supuse unor eforturi de forfecare pură. În secţiunea de încastrare a pereţilor structurali scurţi, unde formarea unei fisuri pe toată lăţimea este o ipoteză justificată de existenţa rostului de turnare, se dezvoltă şi momente încovoietoare importante. Datorită lunecării care se produce pe toată lăţimea peretelui, unde se produce deschiderea şi închiderea ciclică a fisurilor, transmiterea forfecării se face în mare măsură prin efectul de dorn al armăturii verticale a peretelui şi prin frecarea în zona comprimată din încovoiere (fig. 5.54). Încercările pe pereţi [P35] au arătat efectele nefavorabile ale deplasărilor excesive din lunecare, dar şi ameliorarea evidentă a comportării prin prevederea unor armături diagonale, care intersectează planurile de deplasare din lunecare şi măresc rezistenţa la forfecare. Nivelul cunoştinţelor actuale permite numai formularea de recomandări provizorii cu privire la amplasarea şi dimensiunile armăturii diagonale necesare în pereţii structurali scurţi. Examinarea factorilor ce influenţează aceste fenomene uşurează însă alegerea modului final de armare.

c) Influenţa cerinţelor de ductilitate impuse armăturii diagonale

Încercările au arătat [P1] că la deschideri mici ale fisurilor, care corespund unei comportări elastice a armăturii, rezistenţa la forfecare prin încleştarea granulelor de agregat în fisuri, denumită în continuare frecarea în lungul fisurii, depăşeşte capacitatea elementului la eforturi unitare înclinate de întindere sau compresiune. Din acest motiv, lunecarea în rost nu constituie un criteriu hotărâtor de proiectare pentru elementele care

lucrează în domeniul elastic. Atunci însă când, în timpul unui cutremur, transmiterea forfecării se face cu precădere prin zonele comprimate de beton, care datorită solicitării ciclice se află – alternativ – la cele două capete ale secţiunii, capacitatea de rezistenţă la forţele tăietoare scade sensibil. În urma reducerii puternice a lungimii de contact între cele două feţe ale fisurilor în timpul rotirilor plastice din încovoiere, efortul unitar de forfecare în zona comprimată creşte rapid. Aceasta generează, împreună cu deplasările relative din fisuri, o degradare progresivă a betonului pe suprafeţele de contact, cu o reducere corespunzătoare a coeficienţilor maximi posibili de frecare. Necesitatea reducerii eforturilor unitare de forfecare şi, implicit, necesitatea prevederii armăturii diagonale creşte în consecinţă cu atât mai mult cu cât trebuie luate în consideraţie şi cerinţele de ductilitate. Pentru pereţii structurali scurţi, armaţi diagonal conform principiilor uzuale, mărimea forţei tăietoare pentru care trebuie prevăzută o armare diagonală şi care nu poate fi transmisă prin efectul de dorn şi prin zona comprimată de beton, poate fi calculată cu ajutorul ecuaţiei următoare:

$$R_D = k\frac{aV_{el} - V_i}{V_{el}} \geq 0 \qquad (5.47)$$

în care: V_{el} este forţa tăietoare teoretică care s-ar dezvolta într-un perete care ar rămâne complet elastic, adică forţa tăietoare corespunzătoare acceleraţiei spectrale (μ_Δ=1);

V_i – rezistenţa peretelui la forţa tăietoare;

k – coeficient dependent de a şi b;

a – raportul dintre rezistenţa la forţa tăietoare V_i şi forţa tăietoare V_{el} la care este necesară o armare diagonală pentru transmiterea forţei tăietoare (R_D=0);

b – raportul dintre forţa tăietoare V_E şi forţa tăietoare V_{el}, care corespunde cazului în care întreaga forţă tăietoare este transmisă de armătura diagonală.

Valorile pentru a, b şi, de aici, şi pentru k depind, prin urmare, de ipoteze subiective.

În cazul în care $V_i \geq 0{,}6V_{el}$, putem considera că lunecarea nu constituie o problemă. Sunt de aşteptat deformaţii plastice relativ mici şi, în consecinţă, o suprapunere bună a feţelor fisurilor şi o transmitere corespunzătoare a eforturilor de forfecare; din acest motiv, pentru a=0,6 nu este necesară o armare diagonală. Dacă, dimpotrivă, forţa tăietoare V_e este egală cu numai $0{,}2V_{el}$, vor fi de aşteptat deformaţii plastice mari cu perturbarea suprapunerii feţelor fisurilor şi transmiterea lunecării corespunzătoare acestor fenomene; astfel, la b=0,2, întreaga forţă tăietoare V_E urmează să fie preluată de armătura diagonală. Cu aceste valori ale lui a şi b şi când rezistenţa la forţa tăietoare este aleasă în mod uzual, astfel încât $V_i = V_E/0{,}9$, rezultă o valoare k=2,65.

După cum a fost definit mai sus, V_i reprezintă rezistenţa la forţă tăietoare a peretelui. Întrucât la determinarea forţei tăietoare de calcul trebuie calculată la suprarezistenţa la încovoiere, este mai comod să utilizăm forţa tăietoare asociată

suprarezistenţei $V_o = \lambda_o V_i$. Prin aceasta, ecuaţia (5.47) poate fi înlocuită cu următoarea expresie simplă:

$$R_D = 1{,}6 - \frac{2{,}65}{\lambda_o}\cdot\frac{V_o}{V_{el}} \leq 1{,}0 \qquad (5.48)$$

Parametrul R_D acoperă cu aproximaţie influenţa cerinţelor de ductilitate asupra comportării la lunecare şi este luat în continuare în consideraţie împreună cu ceilalţi factori.

d) Efectul de dorn al armăturii verticale

În pereţii structurali scurţi, armaţi convenţional, inversarea semnului efortului după ce s-a produs curgerea într-o direcţie este totdeauna critică, întrucât fisura se poate extinde pe toată lăţimea peretelui (v. fig. 5.54,*b*). Până în momentul în care feţele fisurii intră din nou în contact în zona comprimată, momentul încovoietor şi întreaga forţă tăietoare urmează să fie transmise prin armătura verticală. Întrucât, într-un prim ciclu, în armătura longitudinală s-au produs deformaţii plastice mari de întindere, în ciclul următor ea trebuie să consume deformaţiile remanente mari prin compresiune, înainte ca fisura să se poată închide din nou. Pentru a se obţine aceasta, este necesar să se dezvolte un moment încovoietor, apropiat de capacitatea de rezistenţă la încovoiere corespunzătoare armăturilor verticale. Acest moment poate fi mai mult decât jumătatea capacităţii de rezistenţă la încovoiere a secţiunii. În acelaşi timp, prin barele de armătură verticală trebuie transmisă şi o forţă tăietoare relativ mare.

În principiu, barele verticale de armătură transmit forţa tăietoare prin efectul de dorn (generarea unor forţe de strângere a zonelor separate prin planul de lunecare de către barele verticale de armătură conform 3.3.3,b produc o transmitere a forfecării prin frecarea pe beton). Efectul de dorn este însoţit de deplasări de lunecare mari [P1]. Cum se arată în fig. 5.55, rezistenţa la lunecarea în rost a barelor verticale de armătură poate fi mobilizată numai după o deplasare de mai mulţi milimetri. Din acest motiv, transmiterea lunecării prin efectul de dorn nu este luată în calcul. În plus, majoritatea barelor verticale trebuie să ajungă în stadiul de curgere înaine ca fisura să se poată închide, şi astfel numai un număr relativ redus de bare din zona elastică a secţiunii mai pot contribui la rezistenţa la lunecare prin efectul de dorn.

Pentru a preveni o deplasare mare de lunecare înainte de închiderea fisurii critice, ar fi necesară o armătură diagonală, capabilă să preia cel puţin jumătate din forţa tăietoare. Este de observat, totuşi, că prin armăturile diagonale se măreşte rezistenţa la încovoiere şi, prin aceasta, creşte şi forţa tăietoare, dacă nu se iau măsuri speciale. Se pare de asemenea că o lunecare inelastică este, într-o anumită măsură, necesară şi trebuie acceptată, înainte ca fisurile să se închidă complet în zona comprimată din încovoiere.

Încercările la lunecarea pe un rost de turnare, la care transmiterea forfecării a fost împiedicată prin aplicarea unui strat subţire de ceară pe suprafaţa şlefuită cu grijă a betonului [P1], au dat rezultate bune privind transmiterea forţei tăietoare prin bare de armătură D6, D10 şi D12 (f_y=275 N/mm^2) la o deplasare crescătoare. Datorită solicitării, nu toate barele erau supuse la întindere. Dacă se acceptă că în cazul în care toate barele verticale sunt supuse la întindere la o deplasare din lunecare de aproximativ

1 mm, se transmite aproximativ 60 % din forța tăietoare măsurată la încercări, se poate aștepta ca efortul unitar de forfecare nominal transmis prin efectul de dorn al armăturii verticale din perete să ia următoarea valoare:

$$v_{do} = 0{,}25\rho_n' f_y \tag{5.49}$$

unde ρ_n' este coeficientul de armare corespunzător armăturilor verticale distribuite uniform pe secțiune raportat la secțiunea de beton a întregului perete. Astfel, rezistența la lunecare realizată prin efectul de dorn al armăturii verticale este:

$$V_{do} = 0{,}25\rho_n' f_y b_w l_w \tag{5.50}$$

Această contribuție la rezistența totală la lunecare se mobilizează atunci când eventualele armături diagonale ajung la curgere și se produce astfel deplasarea necesară.

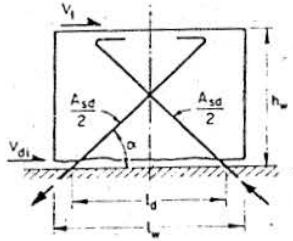


Fig. 5.56. Armarea diagonală a pereților structurali scurți.

e) Contribuția zonei comprimate de beton

Trebuie subliniat că cea mai mare parte a eforturilor de forfecare din secțiunea plastificată a unui perete se transmite prin frecarea din zona comprimată. Încercări corespunzătoare [M7, M8] au arătat că există o limită superioară, peste care chiar o mărire a forței de strângere realizată de armături sau prin forțe de compresiune nu mai conduce la creșterea rezistenței la forfecare. Această valoare limită este de ordinul de mărime $v = 0{,}35\, f_c'$ [M7]. În cadrul încercărilor [M8] s-a stabilit că această rezistență scade cu aproximativ 20 % la eforturi ciclice, dacă deplasarea din lunecare nu depășește 2 mm. La încercări cu pereți scurți au fost observate deplasări din lunecare de acest ordin de mărime [P35]. Din acest motiv este improbabil să poată fi atinsă o rezistență mai mare de aproximativ $0{,}25\, f_c'$. Pentru asigurarea transmiterii forței tăietoare nu va trebui depășit efortul unitar de forfecare:

$$v_f = 0{,}25\, f_c' \tag{5.51}$$

pe suprafața activă de contact A_f. Această suprafață poate fi definită cu ajutorul fig. 5.57. Zona comprimată din tălpile secțiunilor în T sau I poate contribui numai puțin la transmiterea forfecării.

Contribuția zonei comprimate de beton, definite conform fig. 5.57, la rezistența la forfecare poate fi, deci, aleasă după cum urmează:

$$v_f = 0{,}25\, f_c' A_f = 0{,}25\, f_c' mb_w c \tag{5.52}$$

La aceasta, contribuția părții trapezoidale de beton din tălpi (fig. 5.57,*b*) este luată în considerație prin coeficientul m:

$$m = 1 + \frac{b^2}{cb_w} \quad \text{pentru } c \geq b \,, \tag{5.53}$$

$$m = 1 + \frac{2b - c}{b_w} \quad \text{pentru } c \leq b \tag{5.54}$$

$$m = 1{,}0 \quad \text{pentru } b = 0 \tag{5.55}$$

Evident, înălțimea zonei comprimate c joacă un rol important. La forță tăietoare egală, momentul de încastrare și, prin urmare, înălțimea zonei comprimate cresc cu înălțimea peretelui h_w. Invers, la o înălțime constantă a peretelui și o forță tăietoare constantă, înălțimea zonei comprimate scade cu lățimea peretelui l_w. Din acest motiv, contribuția zonei comprimate de beton la preluarea forței tăietoare va crește proporțional cu raportul h_w/l_w. Poziția axei neutre reprezintă, deci, un parametru important, care ia în considerație și prezența unei eventuale forțe axiale.

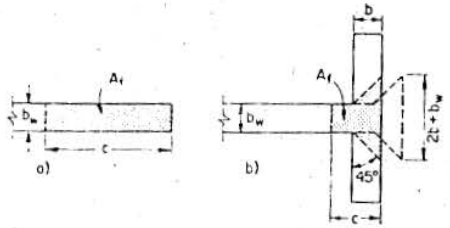


Fig. 5.57. Lățimea activă de placă în zona comprimată, pentru transmiterea lunecărilor.

Încercările au arătat că pereții cu secțiuni în T sau I (v. fig. 5.5,*f*), în condițiile unor proprietăți secționale egale, prezintă avarii mult mai mari decât cei cu secțiune dreptunghiulară (v. fig. 5.5,*f*), deoarece talpa se poate forfeca și desprinde de inimă (v. fig. 5.57,*b*) [P35].

f) Contribuția armăturii diagonale

Dacă pentru transmiterea forfecării în rosturi transversale sunt prevăzute armături diagonale, acestea contribuie la rezistența la forfecare a întregului element. Totodată, trebuie luată în considerație contribuția acestor armături la capacitatea de rezistență la încovoiere a peretelui. Astfel, la o dispunere a armăturilor diagonale ca în fig. 5.56, acestea pot prelua la curgere următoarea valoare a momentului:

$$M_d = 0{,}5 l_d A_{sd} f_{yd} \sin\alpha = h_w V_1 \tag{5.56}$$

unde: A_{sd} este secțiunea totală a armăturii diagonale (fig. 5.56);
f_{yd} – efortul unitar de curgere a armăturii diagonale;
l_d – brațul orizontal de pârghie al armăturii diagonale (fig. 5.56);
α – panta armăturii diagonale dispuse simetric;
V_1 – forța tăietoare necesară pentru dezvoltarea lui M_d.

Suma componentelor orizontale ale forțelor din armăturile diagonale este mai mare decât forța tăietoare V_1. Din acest motiv, armătura diagonală poate oferi rezistența necesară la lunecare produsă și din alte cauze cum ar fi, de exemplu, cea datorată rezistenței la încovoiere a armăturii verticale. Această rezistență suplimentară la lunecare oferită de armătura diagonală este, conform fig. 5.56, egală cu

$$V_{di} = A_{sd} f_{yd} \cos\alpha - V_1 = A_{sd} f_{yd}\left(\cos\alpha - \frac{l_d}{2h_w}\sin\alpha\right) \tag{5.57}$$

Din această ecuație se poate observa că gradul de eficiență a armăturii diagonale crește la scăderea pantei α și a distanței l_d. Adesea este posibilă amplasarea punctului de intersectare a armăturilor diagonale în planul de lunecare, adică $l_d = 0$. Astfel, M_d conform ecuației (5.56) dispare, iar armătura diagonală poate fi folosită exclusiv pentru transmiterea forței tăietoare corespunzătoare rezistenței la încovoiere a armăturii verticale, cu condiția ca deplasările să fie suficient de mari pentru a asigura atingerea stadiului de curgere pe ambele direcții.

Pentru a asigura că deasupra secțiunii de încastrare nu se produce o deplasare de lunecare, armătura diagonală va fi continuată cel puțin până la valoarea cea mai mică dintre $0{,}5l_w$ și h_w deasupra secțiunii de încastrare.

g) Efecte structurale combinate

Ținând cont de mărimile definite mai sus, poate fi prevăzută o armătură diagonală capabilă să preia următoarea valoare a forței tăietoare:

$$V_{di} = R_D\left(\frac{V_o - V_{do} - V_f}{V_o}\right)(V_o - V_1) \tag{5.58}$$

Conform considerațiilor prezentate în 5.6.5,a, partea forței tăietoare care nu este transmisă prin efectul de dorn al armăturii verticale, prin zona comprimată de beton și prin armătura diagonală, trebuie transmisă prin forfecarea în lungul fisurii.

La proiectare, poate fi mai simplu să se utilizeze în ecuația (5.58) în locul forțelor tăietoare calculate cu secțiunea $0{,}8\, b_w l_w$, eforturile unitare de forfecare calculate ca $v_i = V_o/(0{,}8\, b_w l_w)$.

Prin introducerea ecuațiilor (5.48), (5.49) și (5.53) și aplicând expresiile definite în continuare $V_o = \Phi_{o,w} V_E$ și $V_{el} = \mu_\Delta V_E$, rezultă:

$$V_{di} = \left(1{,}6 - \frac{2{,}65}{\lambda_o}\cdot\frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right)\left(1 - \frac{\rho'_n}{3{,}2}\cdot\frac{f_y}{v_i} - \frac{mc}{3{,}2 l_w}\cdot\frac{f'_c}{v_i}\right)(V_o - V_1) \tag{5.59}$$

Din raportul eforturilor unitare f_y/v_i și f'_c/v_i obținem direct contribuțiile diferiților factori la rezistența la lunecare. Alte explicații privind semnificația diferiților termeni ai ecuației (5.59) pot fi găsite în exemplul de calcul din subcapitolul 5.9.

5.6.6. Calculul în secțiuni înclinate

Scopul principal al dimensionării la forțe tăietoare a pereților scurți, în zona articulației plastice, constă în asigurarea ductilității de rotație necesare. O cedare

datorată întinderii oblice trebuie evitată cu orice preț, la fel ca și la toate celelalte elemente structurale studiate. Încercările au arătat că mecanismul de rupere, prezentat în fig. 5.53,*a*, este rareori întâlnit. Mai frecvent se formează un câmp oblic de compresiune de forma unei grinzi cu zăbrele, ca cel prezentat în fig. 5.53,*b*. Din acest motiv, bazându-ne pe acest model structural, se recomandă procedeul simplu de calcul descris în continuare.

Din prudență se consideră că forța tăietoare V_o este aplicată uniform pe toată lungimea părții superioare a peretelui. Pentru un raport de h_w/l_w=1 al laturilor, partea haşurată din fig. 5.58 primește, în ipoteza unui plan de rupere cu panta de 45°, o parte a forței tăietoare $\Delta V = V_o h_w/l_w$. Această forță trebuie să fie preluată acum prin armăturile transversale orizontale cu aria A_{sh} și distanța verticală între bare de s_h și prin componenta orizontală a armăturii diagonale cu aria $A_{sd}/2$. Întrucât în pereții structurali scurți forța axială este, în general, mică, contribuția, posibilă în principiu, a betonului la rezistența la forfecare conform ecuației (3.43) se neglijează. Conform fig. 5.58 obținem:

$$A_{sh} = \frac{s_h}{h_w f_{yh}}\left(V_o \frac{h_w}{l_w} - \frac{f_{yd} A_{sd}}{2}\cos\alpha\right) \tag{5.60}$$

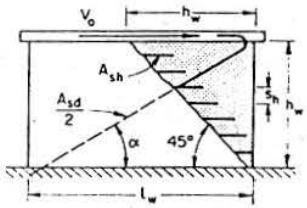


Fig. 5.58. Model pentru evitarea cedării la forțe tăietoare în secțiunea înclinată.

Această relație pentru dimensionarea armăturii transversale orizontale în zona articulației plastice este valabilă și pentru partea acesteia aflată deasupra armăturii diagonale (h_w/l_w=0), respectiv pentru cazul în care armătura diagonală nu există.

Pentru h_w/l_w>1, deasupra articulației plastice, adică deasupra cotei $l_p = l_w$, armătura transversală se stabilește în același mod ca la pereții structurali zvelți, conform ecuației (3.44) cu v_c conform ecuației (3.40).

Pentru a se asigura o comportare ductilă, rezistența necesară la forțe tăietoare a unui perete trebuie să corespundă capacității de rezistență la încovoiere. De aceea, armarea orizontală necesară A_{sh} poate fi corelată cu armarea diagonală totală A_{sd}, ținând cont, în același timp, de contribuția armăturii diagonale la rezistența la încovoiere. Aplicând principiile proiectării capacității de rezistență, obținem cu o bună precizie:

$$\rho_h = \lambda_o \frac{f_{yn}}{f_{yd}}\left[\frac{d_s}{h_w}\rho_n - \left(0{,}4 - \frac{l_d \operatorname{tg}\alpha}{2l_w}\right)\frac{l_w f_{yt}}{h_w f_{yn}}\rho'_d\right] \tag{5.61}$$

unde:

$$\rho_h = \frac{A_{sH}}{b_w s_h} \quad (a) \qquad \rho_n = \frac{A_{sn}}{b_w l_w} \quad (b) \qquad \rho'_d = \frac{A_{sd}\cos\alpha}{b_w l_w} \quad (c) \qquad (5.62)$$

f_{yh}, f_{yn} şi f_{yd} sunt eforturile unitare de curgere ale armăturilor orizontală, verticală şi diagonală, cu ariile corespunzătoare ale secţiunilor A_{sh}, A_{sn} şi A_{sd}. Δs este distanţa dintre centrul de greutate al unei armături verticale şi latura cea mai comprimată (la pereţii simetrici $d_s = 0{,}5l_w$). Utilizarea acestor ecuaţii este prezentată de asemenea în exemplul din capitolul 5.9.

5.6.7. Panouri de pereţi înrămate

În Japonia, pereţii structurali sunt executaţi în mod tradiţional ca panouri înrămate. Comportarea unor astfel de pereţi scurţi (v. fig. 5.59,*a*) a fost studiată în amănunţime în ultimii 20 de ani, în special la universitatea Kyiushu [T4, T5]. La proiectarea unor astfel de pereţi, accentul se pune cu precădere pe efortul capabil şi mai puţin pe ductilitate. Modelul de calcul adoptat pentru transmiterea forfecării este asemănător cu cel al cadrelor cu panouri de umplutură. Efectul de cadru al elementului de înrămare se combină cu rezistenţa la forfecare a panoului de perete (inimii), care acţionează, cum se observă în fig. 5.59,*b*, în primul rând în calitate de câmp oblic de compresiune. După cedarea panoului datorită întinderii oblice, elementele de înrămare, armate de obicei ca stâlpi, ar trebui să asigure rezistenţa necesară la forfecare şi să împiedice, conform fig. 5.55, cedarea datorată deplasării orizontale. Datorită forţei axiale generate de momentul de răsturnare în elementul de înrămare, nu este de aşteptat să se producă curgerea armăturii. Comportarea histeretică a unor astfel de pereţi este relativ nesatisfăcătoare, după cum o arată şi elementul de încercare din fig. 5.25.

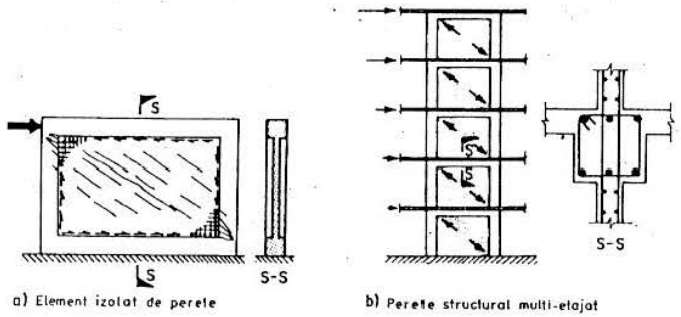


Fig.5.59. Panouri de perete înrămate.

Utilizarea şi studiul unor astfel de pereţi a influenţat în Japonia foarte mult modelele de calcul pentru pereţii structurali multietajaţi. Se aşteaptă ca porţiunile de perete din fiecare etaj să se comporte destul de exact ca pereţi individuali scurţi, după cum arată şi fig. 5.59,*b*. Se presupune, de asemenea, că grinda orizontală din partea superioară a peretelui acţionează la fiecare etaj ca element întins al unei grinzi cu

zăbrele, în timp ce panoul preia forţa diagonală de compresiune. Încercările au arătat însă o altă comportare. Fisurile oblice se produc la un unghi mic, asemănător cu cel din fig. 5.44. Modelul structural prezentat în fig. 5.59,*b* a prezentat o concentraţie mare de eforturi unitare în colţuri, iar armătura existentă în perete a fost folosită în mod nesatisfăcător. Este de asemenea improbabil ca betonul suplimentar şi armătura pentru secţiunea de grindă, prezentată în figura 5.59,*b* să amelioreze efortul capabil sau comportarea unor astfel de pereţi [I2]. Astfel de grinzi sunt justificate numai pentru ancorarea optimă a armăturii elementelor continue dintr-un perete structural.

5.7. Exemplu de calcul pentru un sistem de pereţi structurali plini

În continuare este prezentat un exemplu de proiectare a unui grup de pereţi structurali plini, care conlucrează formând un sistem. Exemplul este general valabil şi nu se bazează pe aplicarea unei anumite norme. Pentru mărimile care trebuie utilizate pe parcursul dimensionării (γ_D, γ_L, γ_E, proprietăţile oţelurilor de armătură etc.) se utilizează valorile indicate în capitolele 1 – 3.

5.7.1. Descriere şi ipoteze

Fig. 5.60,*a* prezintă planul clădirii unui depozit cu şase niveluri, înaltă de 20 m, cu o secţiune simetrică în plan, alcătuită pe o reţea modulară cu ochiuri de 6 m. Planşeele de beton armat sunt realizate cu plăci nervurate. Nouă pereţi structurali plini preiau întreaga forţă orizontală, pe ambele direcţii principale ale construcţiei. Planşeele nervurate sunt foarte flexibile în plan vertical şi se consideră din acest motiv că între pereţi nu există elemente de cuplare. În acest exemplu se stabilesc forţele tăietoare ce revin pereţilor cu secţiunea în T [pereţii (3) – (8)] şi, ulterior, se dimensionează secţiunea de încastrare a acestora.

Se utilizează următoarele valori de calcul:

Ductilitatea de deplasare	$\mu_\Delta = 4{,}0$
Rezistenţa betonului	$f'_c = 35$ N/mm^2
Limita de curgere a armăturii (HD)	$f_y = 400$ N/mm^2
Forţa seismică echivalentă orizontală	$F_{tot} = 13000$ kN
Momentul de răsturnare (total)	$M_F = 240000$ kNm
Forţa axială de compresiune într-un perete cu secţiunea în T	
– datorată încărcărilor de durată	$P_D = 8000$ kN
– datorată încărcărilor utile reduse cu α	$P_L = 1300$ kN

Fig. 5.60 arată că, la primul nivel, centrul de masă M al clădirii se află la 3,00 m la stânga stâlpului din mijlocul planului, iar centrul de rigiditate S, la 2,24 m în stânga acestuia. Poziţia axelor principale, a centrului de greutate şi a centrului de forfecare a celor trei tipuri de pereţi structurali individuali sunt date în fig. 5.60 [la peretele (3) centrul de forfecare se consideră în centrul de greutate]. Momentele de inerţie sunt centralizate în tabelul din fig. 5.61.

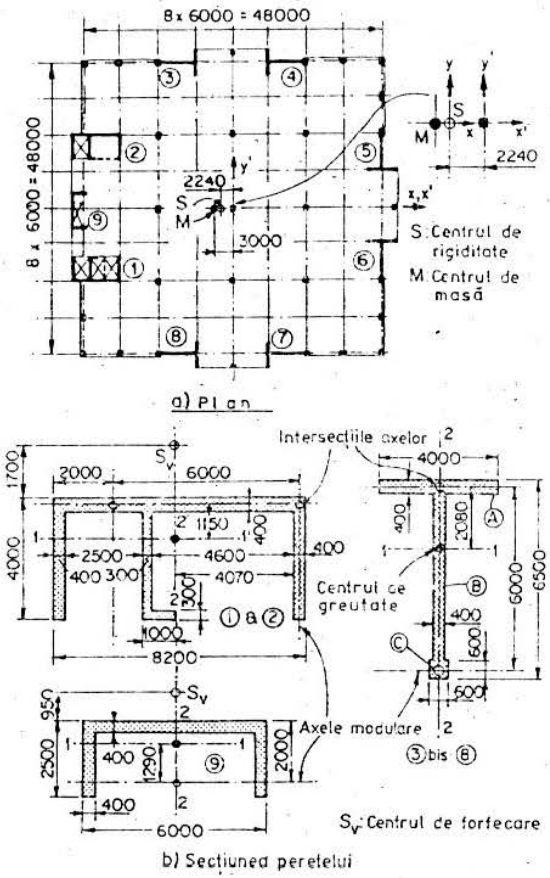


Fig. 5.60. Secțiunea în plan a clădirii și secțiunile celor trei tipuri de pereți ai unui depozit cu 6 niveluri

5.7.2. Distribuția forței tăietoare de etaj

Conform procedeului prezentat în subcapitolul 5.3.2,b, cu momentul de inerție ales din tabel, se calculează partea din forța tăietoare totală de etaj a întregii clădiri care revine fiecărui perete structural. Pentru aceasta se distribuie pe cei nouă pereți structurali câte una din forțele tăietoare unitare de etaj, denumite în continuare forțe tăietoare unitare, care acționează pe direcția x și y, S_x, respectiv S_y. În acest scop, putem scrie ecuațiile (5.20) și (5.21) în felul următor:

$$S_{ix} = S'_{ix} + S''_{ix} \quad \text{și} \quad S_{y.} = S'_{iy} + S''_{iy}$$

în care: S'_{ix}, respectiv S'_{iy} sunt deplasările de nivel pe direcțiile axei x, respectiv a axei y, iar S''_{ix}, din translație, respectiv S''_{iy} cele ce rezultă din rotația de nivel, datorată excentricităților e_y, respectiv e_x, generată de forța tăietoare unitară pe direcția x, respectiv y.

Perete	Axa	I_x [m^4]	F^a	$I_w{}^b$ [m^4]
1	1-1	12,4	0,14	5,55
	2-2	63,3	0,87	18,35
6	1-1	19,7	0,34	7,68
	2-2	2,2	0,06	1,05
9	1-1	2,2	0,05	1,06
	2-2	20,4	0,38	7,75

[a] conform ecuației (5.15)
[b] conform ecuației (5.14)

Fig. 5.61. Momentele de inerție ale celor trei tipuri de pereți.

Pentru o forță tăietoare pe direcția axei y, S_y=1 cu excentricitatea e_x, avem:

$$S'_{ix} = \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} \quad \text{și} \quad S''_{ix} = \frac{e_x x_i I_{ix}}{\sum \left(x_i^2 I_{ix} + y_i^2 I_{iy}\right)}$$

Componentele deplasării generate de forța tăietoare unitară S'_{iy} sunt indicate în coloana a doua din tabelul prezentat în fig. 5.62. Centrul de rigiditate se găsește în vecinătatea $x' = \sum x'_i S'_y = -2{,}24$ m în apropierea stâlpului din mijlocul clădirii, (v. fig. 5.60,*a*).

Excentricitatea statică a forței tăietoare unitare este: $e_{sx} = 2{,}24 - 3{,}00 = -0{,}76$ m.

Conform ecuației (4.37), pentru pereții (5) și (6) rezultă o excentricitate de proiectare egală cu:

$e_{dx} = e_{sx} + 0{,}1b = -0{,}76 + 0{,}1 \cdot 48{,}4 = 4{,}08$ m.

Cu aceasta putem determina componentele deplasării generate de momentul de torsiune al forței tăietoare unitare:

$$S''_{iy} = \frac{4{,}08 x_i I_{iy}}{19\,960 + 24\,924} = \frac{x_i I_{iy}}{11002}$$

S''_{iy} și suma componentelor din translație și rotație S_{iy} sunt date în ultimele două coloane ale tabelului din fig. 5.62.

Pentru o forță tăietoare unitară pe direcția axei x, excentricitatea de proiectare este $e_{dy} = e_{sy} = 4{,}84$ m (b=lățimea medie).

Componentele din translație și rotație corespunzătoare sunt prezentate în tabelul din fig. 5.63.

i	I_{ix} [m⁴]	S'_{iy} [-]	x'_i [m]	$x'_i S'_{iy}$ [m]	x_i [m]	$x_i I_{ix}$ [m³]	$x_i^2 I_{ix}$ [m⁶]	S^n_{iy} [-]	S_{iy} [-]
1	5,55	0,145	-22,07	-3,200	-19,83	-110,1	2183	-0,010	0,135
2	5,55	0,145	-22,07	-3,200	-19,83	-110,1	2183	-0,010	0,135
3	1,05	0,027	-8,08	-0,218	-5,84	-6,1	36	-0,001	0,026
4	1,05	0,027	8,08	0,218	10,32	10,8	111	0,001	0,028
5	7,68	0,200	24,00	4,800	26,24	201,5	5287	0,018	0,218
6	7,68	0,200	24,00	4,800	26,24	201,5	5287	0,018	0,218
7	1,05	0,027	8,08	0,218	10,32	10,8	111	0,001	0,028
8	1,05	0,027	-8,08	-0,218	-5,84	-6,1	36	-0,001	0,026
9	7,75	0,202	-26,95	-5,444	-24,71	-191,5	4732	-0,017	0,185
	38,41	1,060		-2,244		0,7[a]	19966	-0,001[a]	0,999[a]

[a] Valoare rotunjită

Fig. 5.62. Distribuția forței tăietoare unitare în direcția *y* pe pereții *i*.

5.7.3. Dimensionarea unui perete

Din calculele de mai sus reiese că peretele (5) în formă de T este cel mai puternic solicitat, deoarece are de preluat 21,8 % din forța tăietoare unitară pe direcția *y* și 1,6 % din ea pe direcția *x*. În capitolele ce urmează este prezentată dimensionarea acestui perete pentru o acțiune seismică pe direcția *y*. La sfârșit este prezentată dimensionarea pentru acțiunea seismică pe direcția *x*.

i	I_{iy} [m⁴]	S'_{ix} [-]	y_i [m]	$y_i^2 I_{iy}$ [m⁶]	S^n_{ix} [-]	S_{ix} [-]
1	18,35	0,260	-13,90	3545	-0,028	0,232
2	18,35	0,260	13,90	3545	0,028	0,288
3	7,68	0,109	24,00	4424	0,020	0,129
4	7,68	0,109	24,00	4424	0,020	0,129
5	1,05	0,015	8,08	69	0,001	0,016
6	1,05	0,015	-8,08	69	-0,001	0,014
7	7,68	0,109	-24,00	4424	-0,020	0,089
8	7,68	0,109	-24,00	4424	-0,020	0,089
9	1,06	0,015	0,00	–	–	0,015
	70,58	1,001[a]		24924	0,000	1,001[a]

[a] Valoare rotunjită

Fig.5.63 Distribuția forței tăietoare unitare în direcția *x* pe pereții *i*.

a) Determinarea eforturilor secționale

Momentul de răsturnare și forța tăietoare datorate forței seismice echivalente la baza peretelui (5) pentru o acțiune pe direcția *y* au, conform tabelului din fig. 5.63, valorile:

$M_E = 0,218 \cdot 240000 = 52320$ kN

$V_E = 0,218 \cdot 13000 = 2834$ kN

Forța axială de compresiune, datorată încărcărilor gravitaționale este de:

$P_u = P_D + 1,3P_L = 9690$ kN, respectiv

$P_u = 0,9P_D = 0,9 \cdot 8000 = 7200$ kN

Efortul mediu de compresiune din forța axială este relativ mic:

$P_u/(f'_c A_g) = 9690 \cdot 10^3/(35 \cdot 4,16 \cdot 10^6) = 0,067$

Gradul maxim de armare longitudinală rezultată pentru efortul minim de compresiune egal cu $P_u/(f'_c A_g) \approx 0,050$.

Figurile 5.60,*b* și 5.64 prezintă detalii ale peretelui (5). Din predimensionare a rezultat în zona (C) de secțiune un grad mai mare de armare verticală decât în zona (A). Pentru a obține o distribuție mai bună a armăturii procedăm, conform subcapitolului 5.3.2,b, la o redistribuire de 13 % a efortului de pe peretele (5) pe peretele (6). În acest fel, momentul încovoietor care generează eforturi de compresiune în zona (A) a peretelui (5) se reduce la:

$M_u = 0,87 \cdot 52320 = 45520$ kNm, în timp ce momentul care produce eforturi de compresiune în zona (C) a peretelui (6) crește la:

$M_u = 1,13 \cdot 52320 = 59120$ kNm

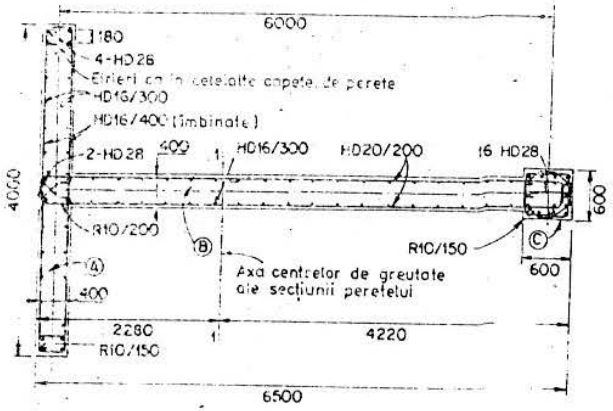


Fig. 5.64. Armarea peretelui (5).

Cu un coeficient de reducere a rezistenței Φ=0,9, efortul capabil necesar pentru următoarele solicitări este egal cu:

- solicitări care generează compresiune în zona (A) a secțiunii:

  $M_i = 45520/0,9 = 50600$ kNm

  $P_i = 7200/0,9 = 8000$ kN $\Rightarrow e = 6,32$ m de axa ce trece prin centrul de greutate
- solicitări care generează compresiune în zona (C) a secțiunii:

  $M_i = 59120/0,9 = 65700$ kNm

  $P_i = 8000$ kN $\Rightarrow e = 8,21$ m de axa centrului de greutate

b) Dimensionarea la încovoiere și coeficienți de suprarezistență

În cazul 1 de încărcare (forța seismică echivalentă pe direcția *y*, negativă), talpa, adică zona (A) a secțiunii, este supusă la compresiune. În porțiunile de perete cu

grosimea de 400 mm, în care nu există bare de armătură cu diametre mai mari, prevedem bare de armătură HD16 la distanțe de 300 mm (fig. 5.64). De aici rezultă:

$A_s = 2 \cdot 201/0{,}3 = 1340$ mm²/m și

$\rho = 1340/(1000 \cdot 400)$

adică peste gradul minim de armare conform 5.4.2,h din

$\rho = 0{,}7/f_y = 0{,}7/400 = 0{,}175$ %.

În ipoteza că rezultanta forțelor de compresiune se află la o distanță de 100 mm de marginea tălpii, cel puțin în faza de predimensionare, neglijând contribuția barelor din talpă, obținem forța de întindere în zona (B) a secțiunii, egală cu:

$T_b = (6{,}5 - 0{,}4 - 0{,}6)1340 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 5{,}5 \cdot 536 = 2948$ kN.

Contribuțiile la capacitatea de rezistență la încovoiere, raportate la punctul de aplicare a forței de compresiune, sunt, conform fig. 5.60,*b* și 5.64, egale cu:

în urma T_b:	$(0{,}5 \cdot 5{,}5 + 0{,}3)2948$	=	8991 kNm
în urma P_i:	$-(6{,}32 - 2{,}28 + 0{,}1)8000$	=	-33120 kNm
astfel, în urma T_c [forța de întindere în elementul (C)]:		=	-24129 kNm

De aici: $T_c = 24129/(6{,}5 - 0{,}3 - 0{,}1) = 3956$ kN.

Astfel, aria necesară a secțiunii armăturii în elementul (C) este de aproximativ:

$\Rightarrow A_{s,nec} \approx 3956 \cdot 10^3/400 = 9890$ mm²

Cu 16 bare de armătură HD28 obținem în elementul (C):

$\Rightarrow A_{s,vohr} = 9852$ mm².

Cu aceasta, T_c devine: $T_c = 9852 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 3941$ kN.

În continuare vom verifica poziția punctului de aplicare a forței de compresiune în talpă. Forța totală de compresiune din talpă rezultă din condiția de echilibru (v. 3.3.2,b):

$C_a = T_b + T_c + P_i = 2948 + 3941 + 8000 = 14889$ kN

$\rightarrow a = C_a/(0{,}85\, f'_c\, b) = 14889 \cdot 10^3/(0{,}85 \cdot 35 \cdot 4000) = 125$ mm.

Astfel, punctul de aplicație se găsește la o distanță de 125/2=63 de mm de talpă.

Ținând cont de armătura dispusă în apropierea axei neutre ($c = 125/0{,}81 = 154$ mm), aproximativ la mijlocul tălpii cu grosimea de 400 mm, vor rezulta numai abateri nesemnificative. Aproximarea este făcută astfel cu o precizie satisfăcătoare.

Capacitatea de rezistență la încovoiere în jurul axei *1–1* ce trece prin centrul de greutate al secțiunii sub forța axială de compresiune $P_i = 8000$ kN, rezultă din forțele interioare, după cum urmează:

$M_i =$	$x_a C_a = (2{,}28 - 0{,}5 \cdot 0{,}125)14889$	=	33016 kNm
	$x_b T_b = (4{,}22 - 2{,}75 \cdot 0{,}6)2948$	=	2565 kNm
	$x_c T_c = (4{,}22 - 0{,}3)3941$	=	15449 kNm
$M_{i,erf}$	$= 50600 < M_{i,vorh}$	=	51030 kNm

Această mică abatere (sub 1 %) poate fi tolerată, nemaifiind necesar un calcul mai precis.

Pentru cazul 1 de încărcare, cu un coeficient de suprarezistență λ_o=1,4 pentru oțelul de armătură utilizat HD (v. tabelul din fig. 3.6), coeficientul de suprarezistență al peretelui (5), conform ecuației (5.31), devine:

$\Phi_{o,w} = 1{,}4 \cdot 51030/52320 = 1365$

În cazul 2 de încărcare (forța seismică echivalentă pozitivă pe direcția *y*) zona (C) a secțiunii este comprimată. În ipoteza axei neutre la o distanță $c = 880$ mm de marginea exterioară, blocul dreptunghiular de compresiune are înălțimea $a = 0{,}81 \cdot 880 = 713$ mm. Din distribuția deformațiilor specifice conform ipotezei secțiunilor plane obținem pentru cele 16 bare de armătură HD28 din (C), un efort mediu de compresiune de $f_s = 298$ N/mm². Astfel, rezultă următoarele forțe interioare:

Zona (C):	$C_c = 0{,}85 \cdot 35 \cdot 600^2 \cdot 10^{-3}$	=	10710 kN
	$C_s = 9852 \cdot 298 \cdot 10^{-3}$	=	2936 kN
Zona (B)	$C_c = 0{,}85 \cdot 35(713 - 600)400 \cdot 10^{-3}$	=	1345 kN
	C_s se neglijează		
Forța totală de compresiune		=	14991 kN
Forța exterioară de compresiune P_i		=	-8000 kN
Forța necesară de întindere		=	6991 kN
Zona (B): $T_b = (5{,}5 - 0{,}5)536$		=	2680 kN
Forța necesară de întindere în zona (A):		T_a =	4311 kN

Astfel, aria necesară a secțiunii de armătură în elementul (A) este

$\Rightarrow A_{s,nec} = 4311 \cdot 10^3/400 = 10778$ mm².

Cu 22 bare de armătură HD16 (4422 mm²) și 10 bare de armătură HD28 (6158 mm²) obținem

$\Rightarrow A_{s,vorh} = 10580$ mm² Astfel, T_a devine = 4232 kN.

Capacitatea de rezistență la încovoiere în jurul axei *1–1* la acțiunea forței axiale de compresiune $P_i = 8000$ kN rezultă din forțele interioare, după cum urmează:

$M_i =$	$x_c(C_c + C_s) = (4{,}22 - 0{,}3)(10710 + 2936)$	=	53492 kNm
	$x_b C_c = (4{,}22 - 0{,}6 - 0{,}5 \cdot 0{,}113)1345$	=	4793 kNm
	$x_b T_b = (0{,}5 \cdot 5 - 2{,}28 + 0{,}4)2680$	=	1662 kNm
	$x_a T_a = (2{,}28 - 0{,}2)4232$	=	8803 kNm
$M_{i,nec}$	$= 65700$ kNm $< M_{i,vorh}$	=	68750 kNm

Această aproximație are o precizie suficientă, iar o nouă etapă de calcul cu o nouă poziție a axei neutre devine de prisos.

Capacitatea de rezistență totală la încovoiere a pereților (5) și (6) este astfel egală cu:

$M_5 + M_6 = 51030 + 68750 = 119800$ kNm $> 2 \cdot 52320/0{,}9 = 116300$ kNm.

Pentru cazul 2 de încărcare, coeficientul de suprarezistență al peretelui (5) este de

$\Phi_{o,w} = 1{,}4 \cdot 68750/52320 = 1{,}84$,

dar pentru pereții (5) și (6) luați împreună este de:

$\Phi_{o,w} = 1{,}4 \cdot 119{,}8/(2 \cdot 52320) = 1{,}60 > \Phi_{o,ideal} = \lambda_o/\Phi = 1{,}4/0{,}9 = 1{,}56$.

c) Stabilirea forței tăietoare de calcul și dimensionarea la forțe tăietoare

Conform ecuației (5.34) coeficientul de amplificare dinamică este:

$\omega_v = 0{,}9 + 6/10 = 1{,}3 + 6/30 = 1{,}5$.

Astfel, obținem, conform ecuației (5.33), forța tăietoare asociată eforturilor de întindere în zona (C) a secțiunii peretelui:

$V_w = 1,5 \cdot 1,84 \cdot 2834 = 7822$ kN.

Conform ecuației (5.36): $V_w \le \mu_\delta V_E = 4,0 \cdot 2834 = 11336$ kN.

Întrucât efortul a fost calculat ținând cont de suprarezistență, avem $\Phi = 1,0$ și cu aceasta obținem, din ecuația (5.37), efortul nominal de forfecare asociat capacității de rezistență la forța tăietoare:

$v_i = 7822 \cdot 10^3/(0,8 \cdot 6500 \cdot 400) = 3,76$ N/mm^2.

Conform ecuației (5.38), nu se admite ca valoarea efortului nominal de forfecare să depășească valoarea:

$v_i = \left[(1,2 \cdot 1,84/4,0) + 0,16\right]\sqrt{35} = 0,71\sqrt{35} = 4,21$ N/mm^2.

Când peretele este acționat de forța axială de compresiune minimă de P_u = = 7200 kN obținem conform ecuației (5.43):

$v_c = 0,6\sqrt{7200 \cdot 10^3/\left(4,16 \cdot 10^6\right)} = 0,79$ N/mm^2.

De aici rezultă cu ecuația (3.44):

$\Rightarrow A_w/s_h = (3,76 - 0,79) \cdot 400/400 = 2,97$ mm^2/mm.

La utilizarea unor bare de armătură HD20, distanța necesară este de:

$s_h \le 2 \cdot 314/2,97 = 211$ mm $\Rightarrow$ 200 mm.

Deasupra articulației plastice potențiale ($l_p \approx l_w = 6,5$ m), adică aproximativ deasupra celui de al doilea planșeu, gradul necesar de armare transversală devine mult mai mic și poate fi indicată o reducere a grosimii peretelui.

d) Determinarea armăturii de confinare și stabilizare

Înălțimea maximă a zonei comprimate este de $c = 880$ mm.

Valoarea admisibilă a înălțimii zonei comprimate rezultă conform ecuației (5.42) egală cu:

$c_c = (0,4 \cdot 1,84/4,0)6500 = 1196$ mm > 880 mm.

Sub acțiunea forței maxime de compresiune $P_u = 9690$ kN, înălțimea zonei comprimate crește. Folosind forțele interioare deja stabilite, calculăm valoarea c:

Forțe de compresiune:	T_a ca la punctul anterior	=	4232 kN
	T_b estimat	=	2300 kN
	$P_i = 9690/0,9$	=	10767 kN
Forța interioară de compresiune necesară			17299 kN
	C_c în zona (C) ca mai înainte	=	10710 kN
	C_s dacă $f_s = 380$ N/mm^2	=	3744 kN
	$\rightarrow C_c$ necesar în zona (B)	=	2845 kN

Înălțimea zonei comprimate din zona (B) este, din această cauză, egală cu

$a = 2845 \cdot 10^3/(0,85 \cdot 35 \cdot 400) = 239$ mm, iar întreaga zonă comprimată:

$a = 600 + 239 = 839$ mm.

De aici rezultă: $c = 839/0,81 = 1036$ mm $< c_c = 1196$ mm.

Din acest motiv nu este necesară o confinare a betonului. Folosind relația exactă (5.25) obținem:

$$c_c = \frac{8,6 \cdot 1,84 \cdot 6500}{(4,0 - 0,7)(17 + 20/6,5)} = 1552 \quad > \quad 1196 \text{ mm}$$

Înălțimea zonei comprimate pentru acțiunea în direcția opusă este mult mai mică, $c \approx 154$ mm și, astfel, ductilitatea de curbură este asigurată fără confinarea betonului.

Calculul armăturii de stabilizare nu este prezentat aici. El este totuși necesar în zonele comprimate ale secțiunii (v. exemplul din 5.8.2, Etapa 16).

e) Acțiunea seismică pe direcția x

Momentul de răsturnare și forța tăietoare datorată forței seismice echivalente la baza peretelui (5) pentru o acțiune seismică pe direcția x au, conform tabelului din fig. 5.63, valorile:

$M_E = 0,016 \cdot 240000 = 3840$ kNm și

$V_E = 0,016 \cdot 13000 = 208$ kN.

Forța axială de compresiune este din nou în domeniul $7200 < P_u < 9690$ kN.

Un calcul de verificare arată că rezistența la încovoiere a secțiunii conform fig. 5.64 este suficientă. Cu patru bare de armătură HD28 la ambele capete ale tălpii obținem, neglijând contribuția forței axiale, rezistența la încovoiere de:

$M = 4 \cdot 616 \cdot 10^{-3}(4,0 - 2 \cdot 0,13) \cdot 400 = 3686$ kNm.

Acum mai urmează să fie determinate efortul capabil calculat pe baza rezistențelor de calcul ale materialelor și suprarezistența corespunzătoare a secțiunii din fig. 5.64. Forța axială de compresiune este considerată egală cu cea din 5.7.3,a, de $P_u = 0,9P_D = 7200$ kN, respectiv $P_i = 8000$.

În ipoteza că $c = 1400$ mm, obținem $a = 1134$ mm. Conform distribuției deformațiilor specifice în secțiune, efortul unitar al oțelului pe axa *2–2*, are cu $\varepsilon_{cu} = 0,003$ și $E_s = 200000$ N/mm^2:

$f_s = (2000 - 1400)/0,903 \cdot 200000/1400 = 257$ N/mm^2

Forțele interioare de întindere sunt:

În partea (C)		: $T_c = 9852 \cdot 257 \cdot 10^{-3}$	=	2532 kN
În partea (B)		: $T_b = 5,5 \cdot 1340 \cdot 257 \cdot 10^{-3}$	=	1895 kN
În partea (A)	4HD28	: $T_a' = 2464 \cdot 400 \cdot 10^{-3}$	=	986 kN
	12HD16	: $T_a'' \approx 2412 \cdot 400 \cdot 10^{-3}$	=	965 kN
	2HD28	: $T_a'' = 1232 \cdot 257 \cdot 10^{-3}$	=	317 kN
Forța exterioară de compresiune : P_i			=	8000 kN
Forța necesară de compresiune			=	14695 kN

Forța existentă de compresiune în zona (A):

$C_c = 0,85 \cdot 35 \cdot 1134 \cdot 400 \cdot 10^{-3}$	=	13495 kN
$C_s = T_a'$	=	986 kN
Barele de armătură HD16	$\approx$	300 kN
		14781 kN

Condiția de echilibru a forțelor de întindere și de compresiune este satisfăcător îndeplinită.

Rezistența la încovoiere în jurul axei *2–2* este de:

Din	T_c, T_b, T_a''		=	0 kNm
$M_{i,vohr}$ =	$y_a' T_a'$	= (2,0 – 0,13)986	=	1843 kNm
	$y_a'' T_a''$	= 1,0 · 965	=	965 kNm
	$y_c C_c$	= (2,0 – 0,5 · 1,134)13495	=	19338 kNm
	$y_c C_c$	= (2,0 – 0,13)968	=	1843 kNm
	Armătură HD16:	300 · 1,5	=	450 kNm
$M_{i,erf}$ =	3840/0,9 = 4267 kNm	<< $M_{i,vohr}$	=	24439 kNm

Astfel obținem:

$\Phi_{o,w}$ = 1,4 · 24439/3480 = 8,91 >> $\Phi_{o,ideal}$ = 1,56.

Există deci o rezervă foarte mare de rezistență la încovoiere. Aceasta poate fi micșorată prin eliminarea barelor de armătură HD28 de la capetele tălpii dinspre inimă.

Forța tăietoare de calcul pe direcția x se obține în mod corespunzător din ecuația (5.33).

V_w = 1,5 · 8,91 · 208 = 2780 kN,

sau din ecuația (5.36):

V_w = 4,0 · 208 = 832 kN < 2780 kN, cu condiția ca:

v_i = 832 · 10^3/(0,8 · 4000 · 400) = 0,65 N/mm^2

Această valoare nu este de loc critică, deoarece chiar o armare minimă de HD16 la distanța de 400 mm, corespunde următorului efort unitar de forfecare:

v_i = 2 · 201 · 400/(400 · 400) = 1,0 N/mm^2 > 0,65 N/mm^2.

5.8. Exemplu de calcul pentru pereți structurali cuplați

În cele ce urmează este prezentat un exemplu de calcul pentru dimensionarea pereților structurali cuplați. Ca mărimi de calcul se utilizează, ca și în subcapitolul 5.7, valorile date în capitolele 1–3. Procedeul urmează, în cea mai mare parte, etapele descrise în 5.5.

5.8.1. Descriere și ipoteze de calcul

Într-o clădire cu 10 niveluri, cu secțiunea simetrică în plan pe cele două direcții principale, forțele orizontale sunt preluate pe o direcție de pereții cuplați amplasați la ambele capete, iar pe cealaltă direcție de cadre de beton armat, având șase deschideri egale de 7,35 m.

Dimensiunile alese pentru pereții structurali cuplați sunt reprezentate în fig. 5.65, împreună cu forțele statice orizontale echivalente ce revin pereților structurali cuplați. La baza determinării valorii stă ductilitatea de deplasare μ_Δ = 4 și o majorare cu 10 % a forței seismice echivalente totale pentru amplificarea din torsiune și excentricitatea accidentală (v. 2.3.1,b). Forța seismică echivalentă orizontală totală (forța tăietoare în secțiunea de încastrare) pe perechea de pereți structurali cuplați este, la capetele clădirii, egală cu 2660 kN.

Forțele gravitaționale totale, inclusiv greutățile pereților și grinzilor, induse în pereții cuplați în fiecare etaj, sunt date în tabelul din fig. 5.66. Putem considera că

forțele gravitaționale din pereții structurali generează un efort unitar de compresiune uniform distribuit. Suprafața de planșeu aferentă fiecărui perete este de 45 m^2.

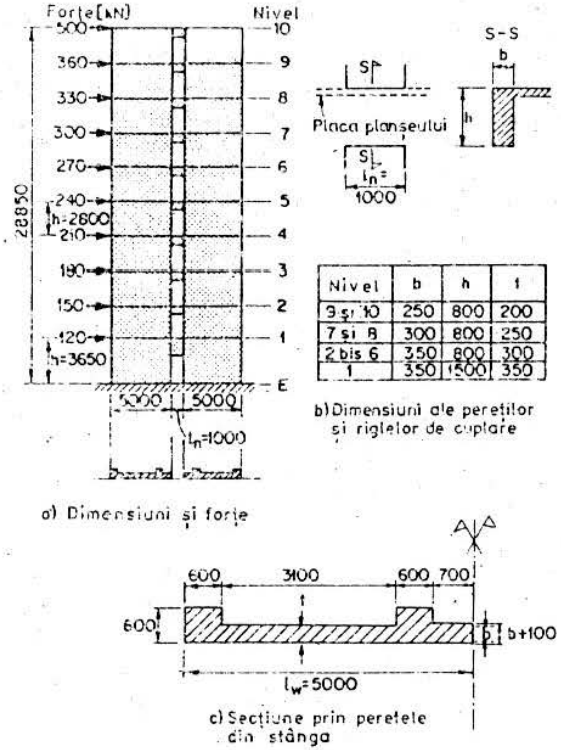


Fig. 5.65. Dimensiunile pereților structurali cuplați.

Etaj	Încărcare de durată [kN]	Încărcare utilă [kN]
10	320	80
9	350	100
7 și 8	400	100
6	430	100
2 până la 5	480	100
1	500	120
Total parter	4320	1000

Fig. 5.66. Încărcările din forțe gravitaționale pentru exemplul din fig. 5.65.

Sunt utilizate următoarele caracteristici de material:

Armătura grinzii (R, D) f_y = 275 N/mm^2

Armătura peretelui (HD) f_y = 380 N/mm^2

Etrieri și agrafe (R, D) $f_y = 275$ N/mm^2
Betonul până la planșeul etaj 2 $f_c' = 30$ N/mm^2
Betonul, deasupra etajului 2 $f_c' = 25$ N/mm^2

Două grinzi care străbat, perpendicular pe pereții structurali, cele șase deschideri pe toată lungimea clădirii, intersectează cu lățimea de 600 mm din fiecare perete structural. În acești "stâlpi echivalenți " cu secțiunea de 600 × 600 mm, din dimensionarea pentru acțiuni seismice a rezultat un procent de armare de 1 %.

Pereții structurali sunt încastrați la partea inferioară într-un perete de fundație cu lungimea de 30 m și înălțimea de 7,5 m.

5.8.2. Etapele de calcul

Etapa 1. Verificarea dimensiunilor geometrice

a) Stabilitatea pereților

Pentru asigurarea stabilității pereților, ecuația (5.22) trebuie să fie satisfăcută în zona articulației plastice:

$$h \geq 3500/\left(10\cdot\sqrt{3{,}5\cdot 1{,}56/5-0{,}25}\right) = 381\text{ mm}$$

S-a considerat că $l_n \approx 3500$ mm, $\Phi_{o,w} \geq \lambda_o/\Phi = 1{,}4/0{,}9 = 1{,}56$ și $\mu_\Delta \leq 5$. Întrucât grosimile pereților la capete sunt, conform fig. 5.67, mai mari decât 381 mm, condiția de mai sus este satisfăcută.

b) Stabilitatea grinzilor

Pentru asigurarea stabilității grinzilor de cuplare trebuie satisfăcute ecuațiile (1.19) și (1.20). Pentru cazurile cele mai nefavorabile vom avea:

$l_n/b_w \leq 1000/250 = 4 << 25$

$l_n h/b_w^2 \leq 1000\cdot 1500/350^2 = 12 << 100$

Cu aceasta, stabilitatea grinzilor de cuplare este asigurată.

Etapa 2. Stabilirea forțelor seismice echivalente

Stabilirea forțelor seismice echivalente nu va fi prezentată aici. Rezultatul este prezentat în subcapitolul 5.8.1 și în fig. 5.65,*a*.

Etapa 3. Stabilirea eforturilor secționale pe sistemul elastic

a) Caracteristici secționale

Dimensiunile precise ale peretelui de la parter până la nivelul 6 sunt reprezentate în fig. 5.67. Pentru stabilirea caracteristicilor secțiunii brute de beton, s-a considerat o axă y' în centrul secțiunii peretelui. Calculele sunt prezentate în tabelul din fig. 5.68 și au fost efectuate considerând secțiunea împărțită în patru părți.

Pentru a se ține cont de efectul fisurării vor fi considerate următoarele valori de calcul, conform subcapitolului 5.3.1.a:

– Peretele supus la întindere: $I_e = 0{,}5I_g = 0{,}5\cdot 5046 = 2{,}52$ m^4
$A_e = 0{,}5A_g = 0{,}5\cdot 2{,}12 = 1{,}06$ m^2
– Peretele supus la compresiune: $I_e = 0{,}8I_g = 0{,}8\cdot 5046 = 4{,}04$ m^4
$A_e = A_g = 2{,}12$ m^2

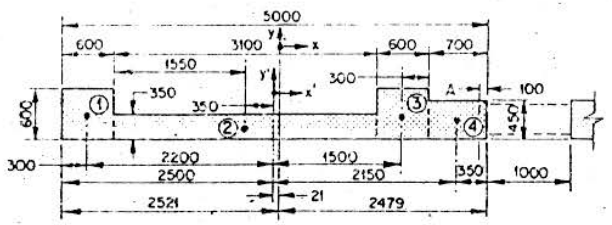


Fig. 5.67. Dimensiunile peretelui pentru stabilirea caracteristicilor secționale.

Pentru calcularea eforturilor secționale elastice produse de forțele orizontale statice, se micșorează momentul de inerție al peretelui din etajele superioare potrivit grosimii (v. fig. 5.65,*b*), fără a recalcula totuși încărcările gravitaționale. Această ipoteză este satisfăcătoare pentru determinarea aproximativă a valorilor de calcul ale caracteristicilor secțiunii.

Pentru a ține cont de efectul fisurilor și de deformațiile importante de forfecare în grinzile de cuplare armate diagonal, cu ajutorul ecuației (5.12) se determină momentul echivalent de inerție. Conform fig. 5.65, $I_n = 1000$ mm. Diferitele momente de inerție ale grinzilor de cuplare sunt prezentate în tabelul din fig. 5.69.

Partea i	x' [10^3 mm]	A_i [10^3 mm^2]	$x'A_i$ [10^6 mm^3]	x [10^3 mm]	xA_i [10^6 mm^3]	x^2A_i [10^9 mm^4]	I_y [10^9 mm^4]
1	-2,20	360	-792	-2,221	-800	1777	11
2	-0,35	1085	-380	-0,371	-403	149	869
3	1,50	360	540	1,479	532	787	11
4	2,15	315	677	2,129	671	1429	13
Σ	–	2120	45	–	0	4142	904

Fig. 5.68. Valorile caracteristicilor secționale (secțiunile brute de beton) ale peretelui structural.

Etaj	h [m]	b [m]	I_g [m^4]	h/l_n [–]	I_e [m^4]
9 și 10	0,80	0,25	0,0107	0,80	0,00147
7 și 8	0,80	0,30	0,0128	0,80	0,00175
2 până la 6	0,80	0,35	0,0149	0,80	0,00204
1	1,50	0,35	0,0984	1,50	0,00507

Fig. 5.69. Valorile caracteristicilor secționale ale grinzilor de cuplare.

b) Eforturi secționale

Pe sistemul elastic se calculează forțele tăietoare din rigle, reprezentate în fig. 5.70, precum și momentele încovoietoare, forțele tăietoare și axiale în montanți datorate forțelor seismice echivalente. Momentul de răsturnare total, datorat forțelor orizontale prezentate în fig. 5.65 este de $M_E = 51540$ kNm. Această valoare poate fi verificată și cu ajutorul ecuației (5.4):

$M = M_1 + M_2 + lT = 7003 + 12166 + 5958 \cdot 5433 = 51538$ kNm.

Valorile M_1, M_2 și T au fost luate din fig. 5.70,*b* și *d*.

Distanța dintre axele pereților este, conform fig. 5.67, egală cu:

$l = (2 \cdot 2.479 + 1000) = 5958$ mm.

Etapa 4. Verificarea forței seismice echivalente și a ductilității de deplasare

Partea din momentul de răsturnare preluată de forțele axiale din pereți este, conform ecuației (5.5), egală cu:

$A = lT/M = (5928 \cdot 5433)/51538 = 0,628$.

Coeficientul de reducere obținut prin aplicarea ecuației (5.6) este de:

$R = 1,33/(1 + 0,628) = 0,82 > 0,80$.

Eforturile secționale prezentate în fig. 5.70 vor fi înmulțite cu acest coeficient.

Reducerea forțelor seismice echivalente față de cele dezvoltate în aceeași secțiune de acțiunea seismică dinamică corespunde unei creșteri a ductilității necesare. Pornind de la valoarea μ_Δ, considerată inițial pentru stabilirea forțelor statice echivalente, obținem acum o nouă ductilitate necesară $M_\Delta = 4,0/0,82 = 4,88$.

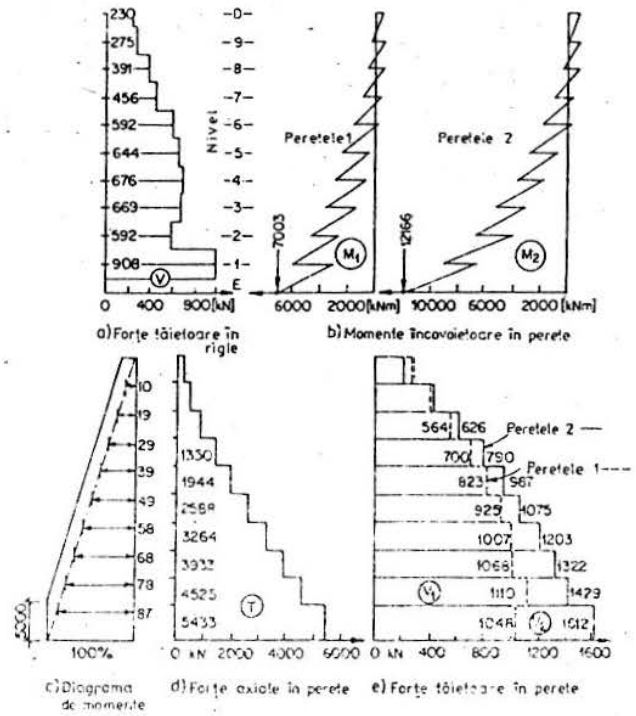


Fig.5.70. Eforturi secționale datorate forțelor statice orizontale echivalente în pereții structurali cuplați (pentru $\mu_\Delta = 4$).

Etapa 5. Verificarea fundației

Se consideră că prin pereții masivi ai fundației este asigurată o încastrare perfectă a pereților structurali.

Etapele 6 și 7. Dimensionarea riglelor de cuplare și determinarea supra-rezistenței

a) Riglele nivelurilor 2 - 8

Greutatea proprie a riglelor se neglijează. Armarea diagonală este necesară dacă este depășit efortul unitar de forfecare conform ecuației (5.39):

$$v_i = 0,1\left(l_n / h\right)\sqrt{f_c'} = 0,1\left(1000/800\right)\sqrt{30} = 0,68 \text{ N/mm}^2.$$

Efortul unitar de forfecare minim disponibil în rigla de cuplare de la înălțimea maximă este egală, conform fig. 5.70,*a*, unde $\Phi = 0,85$, cu:

$v_i = V/(\Phi b_w d) = (0,82 \cdot 230000)/(0,85 \cdot 250 \cdot 0,8 \cdot 800) = 1,39$ N/mm^2.

Din acest motiv, armarea diagonală, care preia forța tăietoare din forțele seismice (v. subcapitolul 5.4.4,b), va fi prevăzută în toate riglele de cuplare. Se presupune, de asemenea, că contribuția armăturii planșeului la rezistența la forfecare poate fi neglijată conform fig. 5.48.

Atât poziția armăturii diagonale cât și axele mediane aferente pot fi luate din fig. 5.71. Forțele diagonale sunt:

$C_b = T_b = V/(2 \sin \alpha)$ unde $\text{tg}\,\alpha = 310/500 = 0,62 \Rightarrow \alpha = 31,8°$

Secțiunea necesară a armăturii devine astfel:

$A_{sd} = T_b/(\Phi f_y) = V/(2\Phi f_y \sin \alpha) = V/(2 \cdot 0,9 \cdot 275 \cdot 0,527) = V/261$ N/mm^2.

Pentru forța tăietoare de calcul din nivelul 4 egală cu:

$V_u = 0,82 \cdot 676 = 554$ kN rezultă:

$\Rightarrow A_{sd,erf} = 554000/261 = 2123$ mm^2.

Cu patru bare D28 obținem $A_s = 2463$ mm$^2 > A_{s,erf}$. Utilizarea a patru bare de armătură D24 cu $A_s = 1810$ mm^2 devine posibilă, dacă se procedează la o redistribuire a eforturilor interioare (v. fig. 5.23). Conform subcapitolului 5.3.2,c.2 se admit redistribuiri ale momentelor și prin aceasta și a forțelor tăietoare de până la 20 %.

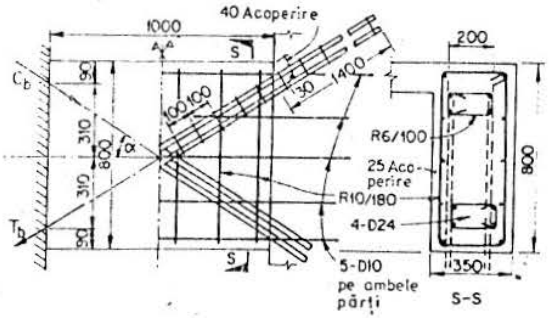


Fig. 5.71. Detalii de armare pentru o riglă de cuplare tipică.

Încercăm deci să utilizăm în toate grinzile de la nivelul 2 până la nivelul 8 câte 4 bare de armătură D24. Forța tăietoare de calcul, corespunzătoare acestei armături, este de:

$V_u = (1810/2123)554 = 472$ kN; pentru grinda 7: $V_u = 7 \cdot 472 = 3304$ kN.

Forța tăietoare totală de calcul, ce urmează să fie preluată pe cele șapte niveluri este, conform fig. 5.70,*a*, de:

$\Sigma V_u = 0{,}82(592 + 669 + 676 + 644 + 592 + 456 + 391) = 3295$ kN.

Armătura prevăzută este deci suficientă. Reducerea maximă a unei forțe tăietoare în urma redistribuției este, cu $V_{u,ef} = 0{,}82 \cdot 676 = 554$ kN:

$(V_{u,ef} - V_{u,verif})/V_{u,ef} = (554 - 472)/554 = 14{,}8\ \% < 20\ \%$

Armarea transversală necesară pentru prevenirea flambajului celor patru bare de armătură D24 (cu $A_s = 452$ mm^2 fiecare) este, conform ecuației (5.30) din subcapitolul 5.4.2.f:

$\Rightarrow A_{te} = (\Sigma A_s f_y)s/(10 f_{yt} \cdot 100\ \text{mm}) = (452 \cdot 275)s/(16 \cdot 275 \cdot 100) = 0{,}283s$ mm,

unde $s \le 100$ mm, iar $s \le 6d_b = 6 \cdot 24 = 144$ mm (conf. subcapitolului 5.4.4,b).

De aici rezultă armăturile de stabilizare sub forma unor etrieri transversali R6 la distanța $s = 100$ mm.

Lungimea de ancorare a barelor drepte D24 este conform ecuației (3.25) în mod normal:

1. $l_{db} = \left(380 A_b\right)/\left(c\sqrt{f'_c}\right)$ unde, conform fig. 5.71, distanța dintre axe este de $2c = 24+30 = 54$ mm. Conform subcapitolului 5.4.4,b, lungimea de ancorare pentru pachetele de bare diagonale trebuie mărită cu 50 %: $l_d = 1{,}5 \cdot 1161 = 1750$ mm.

2. Dacă și în interiorul peretelui se utilizează etrieri transversali, lungimea de ancorare poate fi micșorată conform ecuației (3.51). Utilizând etrieri R6 la distanța $s = 100$ mm, conform ecuației (3.53) rezultă:

$k_{tr} = (A_{tr} f_{yt})/(10s) = (28{,}3 \cdot 275)/(10 \cdot 100) = 7{,}8$ mm

și, de aici, coeficientul de reducere:

$m = c/(c+k_{tr}) = 27/(27+7{,}8) = 0{,}776$, de unde, conform ecuației (3.51) reiese:

$l_d = 0{,}776 \cdot 1{,}5 \cdot 1161 = 1351$ mm.

Din fig. 5.71 se poate vedea că dispunem de o lungime de ancoraj de:

$l_{a,ef} = 1400$ mm > 1351

Forța tăietoare V_o la suprarezistența acestei grinzi înalte de 800 mm de la nivelul 2 la nivelul 3 cu armătura de mai sus, rezultă cu $\lambda_o = 1{,}25$ (v. fig. 3.6), ca fiind de:

$V_o = 1{,}25 A_s f_y \sin\alpha = 1{,}25 A_s \cdot 275 \cdot 2 \cdot 0{,}527 = 0{,}362 A_s = 0{,}362 \cdot 1810 = 655$ kN.

În continuare trebuie să prevedem în această grindă o armare constructivă, care să contribuie la o distribuție mai uniformă a fisurilor. Cu 10 bare longitudinale R10 și etrieri verticali la distanța $s = 180$ mm, obținem:

$\rho_x = 10 \cdot 78{,}5/(550 \cdot 800) = 0{,}28\ \% > 0{,}25\ \% \approx 0{,}7 f_y$ (v. 5.4.4.b)

$\rho_z = 2 \cdot 78{,}5/(180 \cdot 350) = 0{,}25\ \%$.

b) Grinzile din nivelurile 9 și 10

Cu patru bare de armătură D16 în ambele diagonale ($A_s = 804$ mm^2), obținem o forță tăietoare corespunzătoare acestei armări egală cu:

$V_u = \Phi f_y A_s 2\sin\alpha = 0{,}9 \cdot 275 \cdot 804 \cdot 2 \cdot 0{,}527 \cdot 10^{-3} = 210$ kN

$V_u = 0{,}82(275 + 230)/2 = 208$ kN < 210 kN.

Pentru armarea transversală în scopul prevenirii flambajului celor patru bare de armătură D16, pe o distanță maximă de $6 \cdot 16 = 96$ mm ≈ 100 mm, se pot folosi aceiași etrieri R6 ca și în etajele inferioare. Lungimea de ancoraj a armăturii diagonale se stabilește în același fel ca și în cazul barelor D24.

Forța tăietoare la suprarezistența acestor două grinzi este, cu $\lambda_o = 1{,}25$, de câte:

$V_o = (\lambda_o/\Phi)V_u = (1{,}25/0{,}9) \cdot 210 = 291$ kN.

c) Grinda de la nivelul 1

Această grindă are înălțimea de 1500 mm. Din acest motiv avem: $\alpha = 50° \rightarrow \sin\alpha = 0{,}766$

$\Rightarrow A_{s,ef} = 0{,}82 \cdot 908000/(2 \cdot 0{,}9 \cdot 275 \cdot 0{,}766) = 1976$ mm^2.

Utilizând 4 bare D28 ($A_s = 2463$ mm^2) în cele două diagonale cu dispunere asemănătoare cu cea din nivelurile superioare, dar cu etrieri transversali R10 la distanța $s = 100$ mm, obținem forța tăietoare la suprarezistență cu $\lambda_o = 1{,}25$:

$V_o = 1{,}25 \cdot 2463 \cdot 275 \cdot 2 \cdot 0{,}766 \cdot 10^{-3} = 1297$ kN.

Etapa 8. Stabilirea forțelor axiale de calcul și a momentelor la baza peretelui

c) Peretele întins

Pentru peretele supus la întindere rezultă următoarele eforturi secționale la baza peretelui:

Momentele încovoietoare din fig. 5.70,*b*: $M_{u,1} = 0{,}82 \cdot 7003 = 5740$ kNm.

Forțele axiale sunt, conform valorilor din tabelul prezentat în fig. 5.66, de:

Încărcarea de durată: $P_D = 0{,}5 \cdot 4320 = 2160$ kN

Încărcarea utilă: $P_L = 0{,}5 \cdot 1000 \cdot \alpha = 500\alpha$

ca funcție de suprafața aferentă (ecuația 1.3):

$\alpha = 0{,}3 + 3/\sqrt{10 \cdot 45} = 0{,}44 \rightarrow P_L = 500 \cdot 0{,}44 = 220$ kN.

Forța axială de întindere datorată forțelor seismice echivalente conform fig. 5.70,*d*:

$P_E = -0{,}82 \cdot 5433 \approx -4482$ kN.

Forța axială de calcul rezultată la baza peretelui supus la întindere este astfel de:

$P_u = 0{,}9P_D + P_E = 0{,}9 \cdot 2160 - 4482 = -2538$ kN.

Excentricitatea devine: $e = M_{u,1}/P_u = 5740/2538 = 2262$ m.

Rezistența necesară la forța axială este de:

$P_r = 2538/0{,}9 = 2820$ kN cu $e = 2{,}26$ m.

b) Peretele comprimat

Pentru peretele supus la compresiune eforturile secționale de calcul se determină, datorită redistribuirii momentelor, numai după calcularea peretelui supus la întindere în paragraful 4 al Etapei 9.

Etapa 8. Calculul la încovoiere cu forță axială a secțiunii de la baza pereților structurali

a) Procentul minim de armare

Procentul minim de armare verticală a porțiunii (2) a secțiunii cu grosimea de 350 mm din fig. 5.67 este, conform 5.4.2.h, de:

$\rho_{l,min} = 0{,}7\,f_{ctk}/f_{yk} = 0{,}7/380 = 0{,}18\ \%$.

Cu bare HD12 la distanțe de 300 mm de ambele părți obținem

$\rho_l = 226/(350 \cdot 300) = 0{,}215\ \% > 0{,}18\ \%$.

Aria minimă de armare verticală a porțiunilor (1) și (3) ale secțiunii cu grosimea de 600 mm, care servesc și în calitate de stâlpi pe cealaltă direcție, este, conform subcapitolului 4.5.9.a, de:

$A_s = 0{,}008 \cdot 600^2 = 2880\ \text{mm}^2$.

Într-un astfel de "stâlp" sunt necesare cel puțin 12 bare de armătură, de exemplu 12 HD20, ceea ce corespunde unei secțiuni de 3786 mm^2.

b) Armătura de încovoiere a secțiunii peretelui supus la întindere

Vom stabili în cele ce urmează armătura porțiunii (1) de secțiune a peretelui supus la întindere (v. fig. 5.67). Întrucât forța axială de calcul este o forță de întindere, vom alege punctul de aplicare al rezultantei eforturilor unitare de compresiune la 100 mm de latura exterioară a porțiunii (4). Pentru acest caz, forțele de întindere cu $f_y = 380$ N/mm^2 sunt, conform fig. 5.67:

Porțiunea (1):	$A_{s1}f_y = 380 \cdot 10^{-3} \cdot A_{s1}$	$= 0{,}38\,A_{s1}$	kN/mm^2
Porțiunea (2):	$0{,}215\ \% \cdot 3100 \cdot 350 \cdot 380 \cdot 10^{-3}$	$= 886$	kN
Porțiunea (3):	$3768 \cdot 380 \cdot 10^{-3}$	$= 1432$	kN
Porțiunea (4):	se neglijează	$= -$	

Acum pot fi calculate contribuțiile forțelor interioare la rezistența la încovoiere raportată la axa ce trece prin centrul de greutate al zonei comprimate (linia A din fig. 5.67). În cele ce urmează ele vor fi marcate prin numărul porțiunii de secțiune. În Etapa 8 s-a stabilit $e = 2{,}26$ m.

M_2	$= 886(0{,}5 \cdot 3{,}1 + 0{,}6 + 0{,}7 - 0{,}1)$	$= 2437$ kNm
M_3	$= 1432(0{,}3 + 0{,}7 - 0{,}1)$	$= 1289$ kNm
$P_i e_A$	$= -2820(2{,}26 + 2479 - 0{,}1)$	$= 13082$ kNm
Astfel trebuie să rezulte $M_1 = -(M2 + M3 - P_i e_A)$		$= 9356$ kNm
$\Rightarrow A_{s1,ef} = 9356/[(5{,}0 - 0{,}3 - 0{,}1)380 \cdot 10^{-3}]$		$= 5351\ \text{mm}^2$.

Putem folosi în acest scop 12 bare HD25 cu $A_{s,1} = 5428$ mm^2 în porțiunea (1). Această cantitate de armătură poate fi însă micșorată, dacă se folosește posibilitatea de a redistribui momentele pe celălalt perete, care este solicitat la compresiune și prezintă, din acest motiv, o rezistență mărită la încovoiere.

Cantitatea minimă de armătură de 12 bare HD29 cu $A_{s,1} = 3768$ mm^2, stabilită în paragraful a), pentru porțiunea (1), este însă puțin prea limitativă. Din acest motiv încercăm să preluăm forța de întindere de $T = 0{,}38 \cdot 4396 = 1670$ kN, cu 14 bare HD20 cu $A_{s,1} = 4396$ mm^2.

c) Rezistența la încovoiere a secțiunii peretelui supus la întindere

Putem calcula acum rezistența la încovoiere a secțiunii de perete cu armăturile stabilite mai sus. Întrucât porțiunea (4) se găsește în apropierea axei neutre, forțele corespunzătoare de întindere și compresiune pot fi neglijate, iar armarea din zona respectivă calculată ulterior.

Forța interioară totală de întindere:	$1670 + 886 + 1432$	$=$	3988 kN
Forța exterioară de întindere	P_i	$=$	2820 kN
De aceea, forța interioară de compresiune este de	C	$=$	1168 kN

De aici rezultă înălțimea blocului de compresiune din porțiunea (4):

$a = 1168000/(0{,}85 \cdot 30 \cdot 450) = 102$ mm, adică axa neutră este situată la o distanță de numai $102/0{,}85 = 120$ mm de latura comprimată.

Rezistența la încovoiere raportată la axa y prin punctul de echilibru al secțiunii (v. fig. 5.67) devine, utilizând valorile x din fig. 5.68:

Porțiunea (1):	$+1670 \cdot 2{,}221$	$=$	3709 kNm
Porțiunea (2):	$+886 \cdot 0{,}371$	$=$	329 kNm
Porțiunea (3):	$-1432 \cdot 1{,}479$	$=$	-2118 kNm
Porțiunea (4):	$+1168(2{,}479 - 0{,}051)$	$=$	2836 kNm
$P_i = 1670 + 886 + 1432 - 1168 = 2820$ kN,	$M_i =$		4756 kNm

Din compararea cu rezistența necesară la încovoiere rezultă:

$M_{i,vorh}/M_{i,ef} = 4756/(5740/0{,}9) = 0{,}746 > 0{,}7$,

adică, limitarea de 30 % pentru redistribuirea momentelor din subcapitolul 5.3.2,c.2 nu este depășită cu armarea aleasă, de 14 bare HD20 în porțiunea (1).

d) Stabilirea eforturilor secționale de calcul la baza peretelui comprimat

Momentul încovoietor, conform fig. 5.70,*b*, ținând cont de o redistribuire de 25,4 % din peretele (1) este de:

$M_{u,2} = [12166 + (1 - 0{,}746) \cdot 7003]0{,}82 = 11430$ kNm.

Forțele axiale sunt, conform fig. 5.70,*b* și Etapei 8 din subcapitolul 5.5, de:

$P_u = P_d + 1{,}3P_L + P_E = 2160 + 1{,}3 \cdot 220 + 5433 \cdot 0{,}82 = 6899$ kN sau

$P_u = 0{,}9P_d + P_E = 0{,}9 \cdot 2160 + 5433 \cdot 0{,}82 = 6397$ kN (hotărâtor)

$\Rightarrow e = 11430/6397 = 1{,}787\ \text{m} < 2{,}521$ m (compară cu fig. 5.67).

e) Calculul la încovoiere a secțiunii de la baza peretelui

Întrucât forța axială de compresiune este aplicată în interiorul secțiunii peretelui (v. fig. 5.67), armătura longitudinală prevăzută în porțiunile (2) și (3) este suficientă. În porțiunea (4) este necesar numai un grad minim de armare, de exemplu:

$\Rightarrow$ 6 bare HD16: $A_s = 1206\ \text{mm}^2 > \rho_{l,min} = 0{,}0018 \cdot 700 \cdot 450 = 567\ \text{mm}^2$.

Armarea verticală la baza peretelui este reprezentată în fig. 5.72.

Întrucât rezistența la încovoiere a secțiunii pare suficientă, se neglijează calculul acesteia și se trece direct la stabilirea suprarezistenței la încovoiere (Etapa 11).

Etapa 10. Stabilirea forțelor axiale ale pereților structurali corespunzătoare suprarezistenței grinzilor de cuplare

Din paragrafele anterioare rezultă la suprarezistența simultană a tuturor grinzilor de cuplare următoarea forță tăietoare:

$\Sigma V_{c,i} = 1297 + 7 \cdot 655 + 2 \cdot 291 = 6464$ kN.

Verificare: 6464/(5433 · 0,82) = 1,45 > 1,25/Φ = 1,39

Conform ecuației (5.43), forța axială datorată cutremurului, estimată la baza peretelui, este de:

$P_{o,E} = [1 - (n - j)/80]\,\Sigma V_{o,E} = (1 - 10/80) \cdot 6464 = 5656$ kN

Între nivelurile 3 și 4, rezultă cu $n - j = 7$:

$P_{o,E} = (1 - 7,80)(6464 - 1297 - 2 \cdot 655) = 3520$ kN

Etapa 11. Stabilirea suprarezistenței la încovoiere a pereților structurali

a) Peretele întins

Forța axială, considerată la determinarea suprarezistenței la încovoiere a peretelui întins, este conform ecuației (5.44) egală cu:

$P_{o,1} = P_D + P_{o,E} = 2160 - 5656 = -3496$ kN (întindere).

La aceasta, s-au utilizat valoarea lui P_D din Etapa 8 și a lui $P_{o,E}$ din Etapa 10.

În ipoteza că în armătura verticală a peretelui se dezvoltă un efort unitar de întindere de $\lambda_o f_y = 1,4 f_y$, forța interioară de întindere crește în secțiune la $T = 1,4 \cdot 3988 = 5583$ kN. Cu aceasta, forța interioară de compresiune devine $C = 5583 - 3496 = 2087$ kN, și cu o mărire cu 25 % a rezistenței betonului obținem:

$a = 2087000/(0,85 \cdot 1,25 \cdot 30 \cdot 450) = 145$ mm.

Prin calculul contribuțiilor individuale ale forțelor, cum am procedat și în Etapa 9, suprarezistența la încovoiere a peretelui întins rezultă egală cu:

$M_{o,1} = 1,40(3709 + 329 - 2118) + 2087 \cdot 2,407 = 7711$ kNm.

b) Peretele comprimat

Conform ecuației (5.44), pentru peretele comprimat avem:

$P_{o,2} = P_D + P_{o,E} = 2160 + 5656 = 7816$ kN (compresiune).

Poziția axei neutre este apreciată la o distanță egală cu:

$c = a/\beta_1 = 600/0,85 = 706$ mm

de latura exterioară a secțiunii (1). Cu aceasta obținem, referindu-ne la fig. 5.67, următoarele forțe, calculând porțiunea (2) numai cu $\Phi_m = 1,15$ în loc de λ_o:

Porțiunea (4): întindere:	$1,40 \cdot 1260 \cdot 380 \cdot 10^{-3}$	= 642 kN
Porțiunea (3): întindere:	$1,40 \cdot 1432$	= 2005 kN
Porțiunea (2): întindere:	$1,15 \cdot 886$	= 1019 kN
Forța totală internă de întindere		= 3666 kN

Porțiunea (1):

- Forța totală de compresiune este egală cu suma forței axiale $P_{o,2}$ și a forței interioare totale de întindere: $7816 + 3666$ = 11482 kN
- Ipoteza că jumătatea exterioară a armăturii atinge curgerea la compresiune: $0,5 \cdot 1670$ = 835 kN
- Ipoteza că jumătatea interioară se găsește la jumătatea efortului unitar de curgere: $0,5 \cdot 0,5 \cdot 1670$ = 418 kN
- Forța necesară de compresiune a betonului = 10229 kN

Mărind din nou cu 25 % rezistența la compresiune a betonului avem:

$a = 10229/(0,85 \cdot 1,25 \cdot 600) = 535$ mm < 600 mm și cu aceasta

$c = 535/0,85 = 629$ mm.

Contribuțiile diferitelor forțe parțiale la momentul din jurul centrului de greutate a zonei comprimate se calculează pe baza dimensiunilor din fig. 5.67 și din tabelul din fig. 5.68:

Porțiunea (4):	$642 \cdot 2,129$	= +	1367 kNm
Porțiunea (3):	$2005 \cdot 1,479$	= +	2965 kNm
Porțiunea (2):	$-1019 \cdot 0,371$	= −	378 kNm
Porțiunea (1):	$10230(2,521 - 0,5 \cdot 0,535)$	= +	23053 kNm
	$835(2,521 - 0,25 \cdot 0,6)$	= +	1980 kNm
	$418(2,521 - 0,75 \cdot 0,6)$	= +	866 kNm
	$P_{o,2} = 7816$ kN,	$M_{o,2}$ =	29853 kNm

Suprarezistența la încovoiere a peretelui comprimat este astfel foarte mare, dar nu poate fi redusă în mod semnificativ.

Etapa 12. Stabilirea coeficientului de suprarezistență al sistemului de pereți

Momentul total de răsturnare $M = M_E$ a fost stabilit în Etapa 3. Conform ecuației (5.45) obținem cu $P_{o,E} = 5656$ kN din Etapele 10 și 11:

$\Phi_{o,w} = (M_{o,1} + M_{o,2} + P_{o,E} \cdot l)/M_E$

$= (7711 + 29853 + 5656 \cdot 5,958)/(0,82 \cdot 51540) = 1,686.$

Dacă fiecare secțiune ar fi solicitată la o acțiune exterioară egală exact cu capacitatea ei de rezistență, coeficientul de suprarezistență ar putea fi determinat din fig. 5.70, luând în considerație următoarele două aspecte:

1. Tipurile de oțeluri diferite în riglele de cuplare și în pereți (f_y=275N/mm², respectiv 380 N/mm²) conduc la suprarezistențe diferite (coeficienții $\lambda_o/\Phi = 1,25/0,9 = 1,39$, respectiv 1,40/0,9=1,56).
2. Contribuția riglelor de cuplare la capacitatea de rezistență la momentul de răsturnare, exprimată prin coeficientul A este (v. etapa 4) egală cu: $A = 0,628$.

În consecință, am avea:

$\Phi_{o,w} = [1,56(M_1 + M_2) + 1,39lT]/M = 1,56(1 - A) + 1,39A = 1,45.$

Sistemul de pereți dimensionați așa cum s-a arătat în pașii precedenți prezintă o rezervă de capacitate de rezistență egală cu:

$(1,686 - 1,45)/1,45 = 16$ %,

cu toate că s-a procedat la o reducere a forțelor axiale conform ecuației (5.43). Întrucât în pereții structurali a fost prevăzut un grad de armare numai cu puțin mai mare decât cel minim necesar, excesul de efort capabil nu poate fi redus în mod semnificativ.

Etapa 13. Stabilirea forțelor tăietoare de calcul din pereții structurali

Forța tăietoare de calcul a sistemului de pereți structurali este conform ecuației (5.33) de:

$V_w = \omega_v \Phi_{o,w} V_E.$

La aceasta, conform ecuației (5.35), $\omega_v = 1,6$ și conform Etapei 12, $\Phi_{o,w} = 1,686$, în timp ce:

$V_E = 0,82 \cdot 2660 = 2180$ kN și astfel V_u devine:

$V_u = 1,0 \cdot 1,686 \cdot 2180 = 5880$ kN.

Această forță tăietoare poate fi distribuită pe cei doi pereți structurali în raport cu suprarezistența lor la încovoiere în secțiunea de încastrare, după cum se arată în subcapitolul 5.5, Etapa 13:

$$V_{w,1} = \frac{M_{o,1}}{M_{o,1} + M_{o,2}} V_u = \frac{7\,711}{7\,711 + 29\,853} \cdot 5880 = 1270 \text{ kN} \quad (21\%)$$

$$V_{w,2} = \frac{M_{o,2}}{M_{o,1} + M_{o,2}} V_u = \frac{29\,853}{7\,711 + 29\,853} \cdot 5880 = 4673 \text{ kN} \quad (79\%)$$

Întrucât peretele comprimat prezintă o suprarezistență relativ mare la încovoiere, i se va atribui o parte din forța tăietoare proporțional mai mare. Din calculul elastic (v. fig. 5.70) pentru acest perete a rezultat forța tăietoare de numai 1 612 kN (60,6 %).

Etapa 14. Calculul pereților structurali la forțe tăietoare în zona articulației plastice

Calculul la eforturile principale de compresiune și de întindere se efectuează conform 5.4.3,c.

a) Peretele comprimat

Cu $V_{w,2} = 4673$ kN, $\Phi = 1,0$ și $d = 0,8 l_w$ obținem, comform ecuației (5.37):

$\nu_i = 4673000 / (0,8 \cdot 5000 \cdot 350) = 3,34$ N/mm^2.

Conform ecuației (5.38) efortul unitar nominal de forfecare, corespunzător rezistenței necesare, nu trebuie să depășească următoarea valoare în zona articulației plastice:

$$\nu_{i,max} = \left(1,2\Phi_{o,w} / \mu_\Delta + 0,16\right)\sqrt{f_c'} = \left(1,2 \cdot 1,686/4,88 + 0,16\right)\sqrt{f_c'}$$

$$= 0,575\sqrt{30} = 3,15 \text{ N/mm}^2 < 3,34 \text{ N/mm}^2$$

Pentru a lua în considerație această mică depășire, grosimea peretelui poate fi mărită în etajele inferioare de la 350 la 380 mm, sau poate fi crescută rezistența betonului de la $f_c' = 30$ N/mm^2 la 35 N/mm^2. Cu această din urmă soluție vom avea:

$\nu_{i,max} = 0,575\sqrt{35} = 3,40$ N/mm^2 > 3,34 N/mm^2,

sau cu $b = 380$ mm: $\nu_i = 3,34 \cdot 350/380 = 3,08$ N/mm^2 < 3,15 N/mm^2.

Vom mări lățimea peretelui, menținând aceeași calitate a betonului. Suprafața brută a secțiunii crește, din această cauză, la:

$A_g = 2120000 + 3100 \cdot 30 = 2213000$ mm^2.

Utilizând ecuația (3.43) cu $P_{o,2} = 7816$ kN, din Etapa 11 obținem:

$\nu_c = 0,6\sqrt{P_u / A_g} = 0,6\sqrt{7\,816\,000 / 2\,213\,000} = 1,13$ N/mm^2.

Conform ecuației (3.44) obținem:

$\Rightarrow A_v / s = (\nu_i - \nu_c)\, b / f_y = (3,08 - 1,13) \cdot 380/380 = 1,95$ mm^2/m.

Pentru bare orizontale HD16 pe ambele fețe obținem distanța:

$s = 2 \cdot 201 / 1,95 = 206$ mm și alegem $s = 200$ mm.

b) Peretele întins

Rezistența la forfecare a peretelui întins trebuie să fie de cel puțin:

$\nu_i = 1207000 / (0,8 \cdot 5000 \cdot 380) = 0,80$ N/mm^2.

Întrucât $P_{o,1}$ este o forță axială de întindere, avem: $\nu_c = 0$ și $\nu_i - \nu_c = 0,80$ N/mm^2.

Întrucât pentru $\nu_i - \nu_c = 3,08 - 1,13 = 1,95$ N/mm^2, etrierii prevăzuți la calculul pentru peretele supus la compresiune vor fi suficienți.

c) Alte prevederi

Acest calcul la forfecare este valabil pentru zona articulației plastice potențiale, care, conform 5.4.2,e.2 prezintă o înălțime de:

$l_w = 5000$ mm, respectiv $h_w / b = 28850 / 6 = 4808 < 5000$ mm.

Din motive practice, armătura calculată pentru secțiunea de încastrare este continuată pe înălțimea a două niveluri (v. fig. 5.70).

Cu toate că grosimea peretelui a fost mărită la 380 mm, armarea verticală nu trebuie modificată, deoarece inima satisface în continuare condiția:

$\rho_l = 2 \cdot 113 / (300 \cdot 380) = 0.20\ \% > \rho_{l,min} = 0,18\ \%$.

Calculul anterior al rezistenței la încovoiere își păstrează valabilitatea.

Etapa 15. Calculul pereților structurali la lunecarea în rost

La formarea articulației plastice în peretele întins se pot forma fisuri care să pătrundă până la axa neutră stabilită prin calcul, adică până la 120 mm de latura comprimată a secțiunii. Acest lucru este valabil în special pentru rosturile de turnare. În consecință, rezistența la lunecare trebuie să se bazeze în mare măsură pe efectul de dorn al armăturii verticale și, în mai mică măsură, pe frecarea de-a lungul întregului perete. Aceasta ar conduce la o lunecare importantă în rost. Întrucât pereții sunt puternic cuplați ($\alpha_i = 0,63 > 0,33$), lunecarea în rost ar trebui să se producă simultan în ambii pereți, înainte de a se putea produce o rupere. În realitate se produce însă o descărcare a forței tăietoare de pe peretele întins pe cel comprimat, în același mod în care se produce descărcarea din zona întinsă în cea comprimată, când se atinge rezistența la lunecarea în rost, în secțiunea unui perete izolat. Din acest motiv, conform subcapitolului 5.4.3,c, cei doi pereți cuplați pot fi tratați ca o singură secțiune în ceea ce privește lunecarea în rost.

La aplicarea ecuației (3.46)

$A_{vf} = (V_u - \Phi\mu P_o) / (\Phi\mu f_y)$

în concordanță cu metoda proiectării capacității de rezistență, se va ține cont de forța tăietoare totală la suprarezistența din Etapa 13:

$V_u = V_w = 5880$ kN $= 2,69 \cdot V_E$

și de forța axială de compresiune minimă (încărcarea de durată) din tabelul din fig. 5.66

$P_D = 4320$ kN.

Cu aceasta rezultă cu $\Phi = 1,0$ și $\mu = 1,4$ pentru o rugozitate de cel puțin 5 mm în rostul de turnare:

$\Rightarrow A_{vf} = (5880000 - 1,0 \cdot 1,4 \cdot 4320000)/(1,0 \cdot 1,4 \cdot 380) < 0$.

În cazul în care rugozitatea rostului de turnare este mai mică, se aplică $\mu = 1,0$ și obținem:

$\Rightarrow A_{vf} = 4015$ mm^2.

Din fig. 5.72 și calculele anterioare putem afla că armătura verticală totală prevăzută în cele patru pachete, pentru fiecare perete este de:

$A_s = 4 \cdot 710 = 2840 > 3768 + 1206 = 11856$ mm$^2 > 0{,}5 \cdot 4016$ mm^2.

Ca o altă posibilitate de calcul se poate controla peretele comprimat cu $V_u = 4693$ kN și o forță axială de compresiune de $P_u = 7816$ kN. În acest caz, datorită încărcării lungi nu este necesară o armare, deoarece conform relației (5.46) avem:

$\Phi_f P_u > 7816$ kN $> V_u = 4693$ kN.

Dacă vom considera însă peretele întins ca un element izolat, lungimea lui rost devine hotărâtoare. Cu relația (5.46) și:

$V_u = V_{u,1} = 1207$ kN din Etapa 13 și cu

$P_u = P_{u,1} = -3496$ kN din Etapa 11a, obținem pentru:

$\mu = 1{,}4$: $A_{sf} = (1207000 + 1{,}4 \cdot 3496000) / (1{,}4 \cdot 380) = 11470$ mm^2

$\mu = 1{,}0$: $A_{sf} = (1207000 + 1{,}0 \cdot 3496000) / (1{,}0 \cdot 380) = 12380$ mm^2,

După cum s-a stabilit deja, peretele întins nu poate ceda singur. Din aceste cifre devine vizibil că la eforturile extreme considerate are loc o descărcare pe peretele comprimat care ar putea, la nevoie, prelua întreaga forță tăietoare de 5880 kN.

Etapa 16. Stabilirea armăturii de confinare și stabilizare în articulația plastică a pereților structurali

a) Confinarea betonului

Înălțimea admisibilă a zonei comprimate fără confinare esta conform ecuației (5.24) de:

$c_c = 0{,}4\ (\Phi_{o,w} / \mu_\Delta)\ l_w = 0{,}4\ (1686 / 4{,}88) \cdot 5000 = 691$ mm.

În Etapa 11*b* s-a stabilit pentru peretele comprimat o înălțime mai mică a zonei comprimate egală cu 629 mm. Din acest motiv, în zona comprimată a secțiunii conform fig. 5.72, nu este necesară o confinare a betonului.

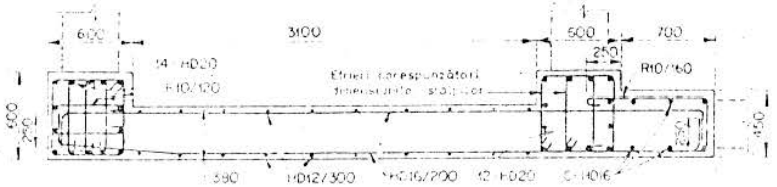


Fig. 5.72. Dimensiunile și armarea peretelui în secțiunea de încastrare.

Dacă forța axială din perete datorată încărcărilor de durată mari și unor rigle mai mari de cuplare ar fi mai mare, valoarea c_c ar putea fi depășită. Zona comprimată ar depăși de asemenea cu mult porțiunea de margine de $600 \cdot 600$ mm^2. Din acest motiv, pentru a ilustra aplicarea regulilor de confinare, vom supune o secțiune modificată de perete [fără îngroșările de margine în porțiunea (1), v. fig. 5.73] la aceleași eforturi secționale. Pentru această zonă comprimată dreptunghiulară rezultă conform Etapei 11*b* o înălțime de aproximativ:

$c = (600/380)\ 629 = 993$ mm > 691 mm.

Înălțimea admisibilă a zonei comprimate fără confinare poate fi stabilită cu precizie mai mare utilizând ecuația (5.25):

$$c_c = \frac{8{,}6\Phi_{o,w} l_w}{(\mu_\Delta - 0{,}7)(17 + h_w/l_w)} = \frac{8{,}6 \cdot 1686 \cdot 5000}{(4{,}88 - 0{,}7)(17 + 28850/5000)}$$

$c_c = 762$ mm < 993 mm.

În acest caz, în zona comprimată devine necesară o armătură de confinare.

Cele 14 bare HD20 din porțiunea de margine (1) din fig. 5.72 pot fi dispuse acum conform fig. 5.73. Conform subcapitolului 5.4.2,e și ecuației (5.26) obținem coeficientul:

$\alpha = 1 - 0{,}7(c_c/c)$,

adică jumătatea exterioară a zonei comprimate trebuie confinată. Suprafața brută ce urmează să fie confinată este de:

$A_g^* = 380 \cdot 0{,}5 \cdot 993 = 188700$ mm^2.

Suprafața corespunzătoare a inimii, considerând utilizarea etrierilor R12 cu 38 mm acoperire cu beton, este de:

$A_c^* = (380 - 2 \cdot 38)(0{,}5 \cdot 993 - 38) = 139400$ mm^2.

Conform ecuației (5.28) obținem:

$m_w = 0{,}12 > 0{,}3(188700/139400 - 1) = 0{,}106$.

Astfel, armătura de confinare conform ecuației (5.27) cu:

$s_h \le 6b_d = 6 \cdot 20 = 120$ mm, respectiv $s_h < 0{,}5(380 - 2 \cdot 28) = 162$ mm

$h'' = 140$ mm (pentru o bară de legătură în fig. 5.73),

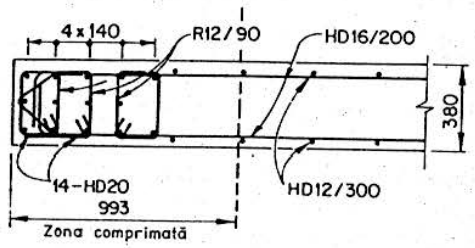


Fig. 5.73. Dispunerea golurilor în pereții structurali.

devine:

$c = 993$ mm, $f_c' = 30$ N/mm^2 și $f_{yh} = 275$ N/mm^2.

$\Rightarrow A_{sh} = 0{,}12 \cdot 120 \cdot 140(30/275)\ (0{,}5 + 0{,}9(993/5000) = 149$ mm^2.

Alegem bare R12 la distanța $s_h = (113/149)120 = 91 \approx 90$ mm.

Din fig. 5.73 reiese de asemenea că zona confinată, de aproximativ 560 mm lungime, este din motive practice mai lungă decât minimul de $0{,}5 \cdot 993 = 487$ mm.

b) Stabilizarea armăturii verticale

Barele verticale HD20 din porțiunea (1) a secțiunii din fig. 5.67, respectiv 5.72, trebuie stabilizate pe întreaga lungime a zonei articulației plastice potențiale, adică pe înălțimea a două etaje întregi.

Procentul de armare verticală (conform ecuației 5.29) este de:

$$\rho_l = \sum A_b / b s_v = 4396/600^2 = 1{,}22\% > 2/f_y = 2/380 = 0{,}53\%.$$

Cu ecuația (5.30) și $s_h < 6 \cdot 20 = 120$ mm obținem secțiunea necesară a etrierilor și barelor de legătură (agrafelor) pentru fiecare bară HD20:

$$\Rightarrow A_{te} = \left(A_b f_y / 16 f_{yh}\right)\left(s_h/100\text{ mm}\right) = \left(314 \cdot 380/16 \cdot 275\right)\left(120/100\right) = 33\text{ mm}^2$$
$$< 78{,}5\text{ mm}^2.$$

O stabilizare cu bare R10 la distanța de $s_h = 120$ mm este deci suficientă. În urma acțiunilor seismice perpendicular pe planul peretelui poate deveni necesară o întărire a acestei armături în porțiunea cu secțiunea $600 \cdot 600$ mm^2.

La celălalt capăt al peretelui, în porțiunea (4) a secțiunii cu barele de armătură HD16 (v. fig. 5.72) avem:

$\rho_l = 6 \cdot 201 / (450 \cdot 700) = 0{,}38\% < 0{,}53\%$.

Astfel, barele de armătură HD16 nu necesită stabilizare, iar armarea transversală constructivă cu etrieri în formă de U la distanța de $s_h = 160$ mm este suficientă.

Etapa 17. Întreruperea armăturii verticale în pereți

Diagrama înfășurătoare a momentelor din fig. 5.41, necesară pentru întreruperea armăturii verticale, este reprezentată de asemenea în fig. 5.70, în funcție de rezistența necesară la încovoiere la baza peretelui (100 %). Astfel se ține cont atât de influența forței tăietoare asupra forței de despicare dintre barele care se îmbină prin petrecere cât și de influența forței axiale care variază pe înălțimea peretelui (v. subcapitolul 5.4.2,i). Armătura întreruptă trebuie să depășească cu cel puțin lungimea de ancorare l_d linia respectivă. Totuși, în cele ce urmează, vom stabili armarea necesară în baza valorii momentului din linia întreruptă din figurile 5.41 și 5.70, în sensul unei verificări a acestei reguli.

a) Peretele întins la înălțimea planșeului de deasupra nivelului 2

La această înălțime, secțiunea peretelui trebuie să prezinte, conform fig. 5.70, cel puțin 78 % din rezistența la încovoiere în secțiunea de încastrare. În cadrul aproximărilor destul de grosiere acceptate la variația momentelor, calculele excesiv de precise nu sunt justificate. Eforturile secționale pentru această secțiune se stabilesc, din acest motiv, în felul următor:

1. Rezistența necesară: din calculele etapelor 9,*c* și 8 luăm rezistența la încovoiere la baza peretelui, egală cu 4756 kNm la o forță simultană de întindere de 2 820 kN. În nivelul *2* sunt deci necesari cel puțin $M_i = 0{,}78 \cdot 4756 = 3710$ kNm.

Forța axială aferentă deasupra nivelului *2* o obținem conform fig. 5.70,*d*:

$P_E =$ $0{,}82 \cdot 3933$ $= 3224$ kN
$P_D =$ $2160 - 0{,}5(500 + 480)$ $= 1670$ kN
$P_u = 0{,}9\,P_D - P_E = 0{,}9 \cdot 1670 - 3224$ $= -1721$ kN
$P_i = -1721/0{,}9$ $= -1912$ kN

Excentricitatea: $e = 3710/1912 = 1{,}94$ m.

2. Calculul armăturilor: este evident că o reducere a gradului de armare va fi posibilă numai în porțiunea (1) a secțiunii (v. fig. 5.67 și 5.72).

Armătura verticală din porțiunea (2) poate fi redusă la această înălțime (deasupra planșeului) în peretele cu grosimea de 300 mm (v. fig. 5.65,*b*) la bare HD12 cu distanța de 350 mm.

$\rho_l = 2 \cdot 113/(300 \cdot 350) = 0{,}215 > \rho_{l,min} = 0{,}18\%$

Cu aceasta, forțele din armăturile porțiunilor de secțiune conform fig. 5.67 și Etapei 9,*b*, devin:

Porțiunea (1) : $= 0{,}38\,A_{sl}$ kN/mm^2
Porțiunea (2) : $0{,}215\% \cdot 3100 \cdot 300 \cdot 380 \cdot 10^{-3}$ $= 760$ kN
Porțiunea (3) : mimin nemodificat $= 1432$ kN
Porțiunea (4) : se neglijează $-$

Contribuțiile la rezistența la încovoiere în jurul unei axe *A'*, ce trece prin punctul aproximativ de aplicare a rezultantei forțelor interioare de compresiune, la 50 mm de latura comprimată (în apropierea liniei *A* din fig. 5.67) devin astfel:

$M_2 = 760(0{,}5 \cdot 3{,}1 + 0{,}6 + 0{,}7 - 0{,}05)$ $= 2128$ kNm
$M_3 = 1432(0{,}3 + 0{,}7 - 0{,}05)$ $= 1360$ kNm
$P_i e'_A = -1912(1{,}940 + 2{,}479 - 0{,}05)$ $= -8354$ kNm
De aceea M_1 trebuie să fie $= -4866$ kNm

$\Rightarrow A_{sl,erf} = 4866 / [(5{,}0 - 0{,}3 - 0{,}05)380 \cdot 10^{-3}] = 2754$ mm^2.

În porțiunea (1) pot fi astfel utilizate câte 6 bare HD20 și HD16 ($A_s = 3090$ mm^2). Ele trebuie să depășească nivelul *2* cu $l_w = 5000$ mm plus lungimea de ancorare. Procentul de armare în porțiunea (4) ("stâlp") a scăzut astfel la $\rho_l = 3090/600^2 = 0{,}86$ %, deci aproape de minimumul admisibil (v. Etapa 9,*a*) și nu mai este suficient în condițiile eforturilor seismice pe cealaltă direcție.

Devine astfel evident că în cazul de față armarea nu mai poate fi redusă pe înălțimea clădirii. Cerințele aparent prudente din fig. 5.41 pot fi satisfăcute în general fără dificultate.

b) Peretele comprimat la înălțimea planșeului de deasupra nivelului 2

La calculul secțiunii de încastrare, în porțiunea (4) a secțiunii a fost necesar numai un grad minim de armare (v. Etapa 9,*e*), care nu mai poate fi redus considerabil pe înălțimea peretelui structural. O reducere a armăturii comprimate în porțiunea (1) a secțiunii are o influență neglijabilă asupra rezistenței la încovoiere. Secțiunea deasupra nivelului *2* nu mai necesită verificarea la încovoiere. Pentru a prezenta procedeul general, calculul va fi totuși arătat în cele ce urmează:

1. Rezistența necesară: din suprarezistența la încovoiere la baza peretelui (v. Etapa 11,b) rezultă rezistența la încovoiere în locul respectiv, egală cu:

$M_i = 29853/(0{,}9 \cdot 1686) = 19760$ kNm, unde $\Phi = 0{,}90$ și conform Etapei 12 putem considera $\Phi_{o,w} = 1{,}686$.

Cu ajutorul fig. 5.70,*c* obținem astfel rezistența necesară la încovoiere la înălțimea planșeului deasupra nivelului *2*:

$M_i = 0{,}78 \cdot 19\,670 \approx 15\,300$ kNm.

Încărcarea utilă poate fi redusă conform ecuației (1.3) cu:

$\alpha = 0{,}3 + 3/\sqrt{8 \cdot 45} = 0{,}46$,

la $P_L = 0{,}46 \cdot 0{,}5(1\,000 - 220) = 179$ kN.

Astfel, avem:

$P_u = P_D + 1{,}3P_L + P_E = 1670 + 1{,}3 \cdot 179 + 3224 = 5127$ kN

$P_i = 5\,127/0{,}9 \approx 5\,700$ kN.

2. Rezistența disponibilă: în ipoteza că rezultanta forțelor interioare de compresiune se găsește la mijlocul porțiunii (1) a secțiunii, contribuțiile la rezistența la încovoiere față de o axă ce trece prin acest punct vor fi de:

Porțiunea (4):	$(1206 \cdot 0{,}38)(5{,}0 - 0{,}35 - 0{,}3)$	$= 1994$ kNm
Porțiunea (3):	$1432(5{,}0 - 1{,}0 - 0{,}3)$	$= 5298$ kNm
Porțiunea (2):	$760(0{,}5 \cdot 3{,}10 + 0{,}3)$	$= 1406$ kNm
Porțiunea (1):	se neglijează	
		8698 kNm

Excentricitatea: $e_1 = 8698/5700 = 1{,}526$ m în stânga centrului porțiunii (1).

Cu aceasta obținem $e = (2{,}521 - 0{,}30) + 1{,}526 = 3{,}747$ m de axa y din fig. 5.67 și $M_i = 3{,}747 \cdot 5700 = 21360$ kNm $> M_{i,erf} = 15300$ kNm.

La acest exces de rezistență la încovoiere nu mai sunt necesare alte verificări. În cazul unei valori mai reduse ar fi necesară verificarea forțelor interioare de compresiune deasupra poziției din centrul porțiunii (1) considerate.

Forța totală de întindere: $1206 \cdot 0{,}38 + 1432 + 760$	$= 2650$ kN
Forța exterioară de compresiune	$= 5700$ kN
Corespunde unei forțe interioare de compresiune de	8350 kN
Armătura comprimată în porțiunea (1): 14 HD20	$= -1670$ kN
La poziția considerată a forțelor interioare de compresiune betonul va prelua	$= 6680$ kN

Suprafața necesară a zonei comprimate de beton: $A_{c,nec} = 6680000/(0{,}85 \cdot 25) = 314\,400$ mm^2

Suprafața aleasă a zonei comprimate de beton: $A_c = 600^2 = 360000$ mm^2

Deci ipoteza a fost suficient de precisă.

Etapa 18. Calculul la forța tăietoare al pereților structurali din nivelul 3

a) Peretele întins

Forța tăietoare în peretele întins la înălțimea considerată poate fi stabilită prin proporționalitate cu forța tăietoare totală. Conform Etapei 13, peretele întins preia 21% din forța tăietoare totală, deci din fig. 5.70,*e* rezultă:

$$V_i \approx \left[0{,}21 \cdot 0{,}82\left(1068 + 1322\right)\right]\omega_v \Phi_{o,w} = 411 \cdot 1{,}6 \cdot 1{,}686 = 1110\,\text{kN}$$

$$v_i = 1110000/\left(0{,}8 \cdot 5000 \cdot 300\right) = 0{,}93\ \text{N/mm}^2.$$

Această valoare este relativ mică și se poate bănui că, la forța axială maximă, forța tăietoare devine hotărâtoare pentru calculul la forfecare.

b) Peretele comprimat

Forța tăietoare în peretele comprimat reprezintă 79 % din forța tăietoare totală. Conform fig. 5.70,*e*, sau prin compararea cu peretele întins, ea devine de

$$V_i \approx \left[0{,}79 \cdot 0{,}82\left(1063 + 1322\right)\right]\omega_v \Phi_{o,w} = 1110 \cdot 0{,}79/0{,}21 = 4176\,\text{kN}$$

$$v_i = 4176 \cdot 10^3/\left(0{,}8 \cdot 5000 \cdot 300\right) = 3{,}48\ \text{N/mm}^2 < 0{,}2 f_c' = 5{,}0\,\text{N/mm}^2$$

(ecuația 3.34)

Contribuția betonului la rezistența la forfecare în domeniul elastic al peretelui v_c poate fi stabilită conform ecuației (3.38) și cu $A_g = 1965000$ mm^2 (la această înălțime a peretelui):

$$v_c = \left[1 + 3P_u/\left(A_g f_c'\right)\right] \cdot \left(0{,}07 + 10\rho_w\right)\sqrt{f_c'}$$

$$= \left(1 + \left(3 \cdot 5270 \cdot 10^3\right)/1965000 \cdot 25\right) \cdot \left(0{,}07 + 10 \cdot 1{,}3\%\right)\sqrt{25} = 0{,}27\sqrt{25}$$

$$= 1{,}34\ \text{N/mm}^2$$

$\Rightarrow A_v/s_h = (v_i - v_c)b_w/f_y = (3{,}48 - 1{,}35)300/380 = 1{,}68$ mm^2/m.

La utilizarea barelor de armătură HD12 pe ambele fețe ale peretelui rezultă o distanță de:

$s_h = 2 \cdot 113/1{,}68 = 134$ mm. Se alege $s_h = 120$ mm.

(Se pot utiliza bare HD16 la distanța de 220 mm).

La această înălțime, procentul necesar de armare transversală este încă mult mai mare decât procentul minim de armare:

$\rho_{vorh} = 2 \cdot 113/(300 \cdot 120) = 0{,}63\% > \rho_{min} \approx 0{,}18\%$

Deci, procentul de armare mai poate fi micșorat pe înălțime.

În cele ce urmează ar mai putea fi demonstrat că în rosturile de turnare executate corect în etajele superioare, lunecarea în rost nu devine hotărâtoare pentru calculul armăturii verticale.

Etapa 19. Calculul fundației

Calculul fundației nu va fi prezentat aici (v. nota de la încheierea subcapitolului 5.8.1 și Etapa 5).

5.9. Exemple de calcul pentru pereți structurali scurți

În prezentul capitol sunt date trei exemple diferite pentru dimensionarea pereților structurali scurți. Ca și în subcapitolele 5.7 și 5.8, ca valori de calcul se folosesc valorile indicate în capitolele 1 - 3.

5.9.1. Perete structural cu solicitări seismice mari

a) Descriere și ipoteze

Un perete structural pe un singur nivel, cu dimensiunile prezentate în fig. 5.74,*a* trebuie să preia o parte din forța seismică echivalentă, respectiv o forță tăietoare [inclusiv coeficientul de amplificare Z conform ecuației (5.3)] de $V_E = 1600$ kN,

aplicată uniform de-a lungul întregii muchii superioare a peretelui. Această forță a fost determinată corespunzător unei ductilități de deplasare de $\mu_\Delta = 2,5$. Pentru dimensionarea armăturilor, forțele gravitaționale relativ mici pot fi neglijate.

Se utilizează următoarele caracteristici de material:

— Oțel de armătură (D) $f_y = 275$ N/mm^2

— Beton $f_c' = 25$ N/mm^2.

b) Predimensionare

La o grosime a peretelui de 250 mm, efortul nominal de forfecare este de:

$v_i = V_E/(\Phi 0,8 b_w l_w) = 1600000/(0,85 \cdot 0,8 \cdot 250 \cdot 7000) = 1,34$ N/mm^2.

Acesta corespunde cu $0,27\sqrt{f_c'}$ [N/mm^2] și este mult mai mic decât valoarea maximă admisă $v_{i,max}$ (v. 5.6.4, respectiv 5.4.2,b).

Conform 5.6.2 se va alege mai întâi o armătură verticală, distribuită uniform pe ambele fețe, din bare Ø12 la distanțe de 300 mm. Conform ecuației (5.29) obținem:

$\Rightarrow \rho_n = 2 \cdot 113/(250 \cdot 300) = 0,30\% > \rho_{l,min} = 0,7/f_y = 0,25\%$.

Procentul minim de armare este astfel satisfăcut. Cu această armătură se pot prelua aproximativ următoarele valori ale momentelor de încastrare:

$M_1 = (\rho_n b_w l_w) f_y (0,5 - 0,05) l_w$

$= (0,30\% \cdot 250 \cdot 7000) 275 \cdot 0,45 \cdot 7000 \cdot 10^{-6} = 4548$ kNm.

Rezistența totală necesară la încovoiere în secțiunea de încastrare este de:

$M_{i,nec} = h_w V_E/\Phi = 4,0 \cdot 1600/0,9 = 7111$ kNm.

De aceea, în tot restul peretelui va fi prevăzută o armătură suplimentară pentru preluarea diferenței de moment M_2:

$M_2 = M_{2,nec} - M_1 = 7111 - 4548 = 2563$ kNm.

Secțiunea de armătură necesară pentru aceasta este de aproximativ:

$\Rightarrow A_{s2} = 2563 \cdot 10^6/[275(7000 - 2 \cdot 275)] = 1580$ mm^2.

Vom utiliza 8 bare de armătură D16 cu $A_s = 1608$ mm^2 la cele două capete ale perctelui (fig. 5.74,*a*).

c) Rezistența peretelui la încovoiere

Cu armarea verticală conform fig. 5.74,*a* poate fi determinată mai precis rezistența peretelui la încovoiere. Întrucât zona comprimată este destul de mică, considerăm că numai jumătate din cele 8 bare de armătură D16 din zonele de la capete ating curgerea la compresiune. Cu aceasta, înălțimea blocului dreptunghiular de compresiune poate fi estimată în felul următor:

$a = (40 \cdot 113 + 4 \cdot 201) 275/(0,85 \cdot 25 \cdot 250) = 276$ mm.

Distanța de la axa neutră la marginea comprimată este astfel de:

$c = 276/0,85 \approx 325$ mm.

Momentul capabil $M_{i,vorh}$ este, deci, aproximativ:

$(40 \cdot 113 \cdot 275)(0,5 \cdot 7000 - 0,5 \cdot 276) 10^{-6} = 4179$ kNm

$(8 \cdot 201 \cdot 275)(7000 - 275 - 0,5 \cdot 276) 10^{-6} = 2913$ kNm

$M_{i,vorh} = 7092$ kNm $\approx M_{i,nec}$

d) Determinarea secțiunii armăturii diagonale

Determinăm întâi termenii din ecuația (5.59):

$$V_{di} = \left(1,6 - \frac{2,65}{\lambda_o} \cdot \frac{\Phi_{o,w}}{\mu_\Delta}\right)\left(1 - \frac{\rho_n' f_y}{3,2 v_i} - \frac{m c f_c'}{3,2 l_w v_i}\right)(V_o - V_1)$$

Forța tăietoare la suprarezistență este de:

$V_o = \lambda_o M_i / h_w = 1,25 \cdot 7092/4,0 = 2216$ kN.

De aceea vom avea $\Phi_{o,w} = V_o/V_E = 2216/1600 = 1,39$.

Pentru determinarea lui V_E s-a utilizat $\mu_\Delta = 2,5$.

Efortul unitar de forfecare la atingerea suprarezistenței la încovoiere este de:

$v_i = V_o/(0,8 b_w l_w) = 2216 \cdot 10^3/(0,8 \cdot 250 \cdot 7000) = 1,58$ N/mm^2.

Procentul de armare verticală în zona inimii este de : $\rho_n = 0,30$ %.

Poziția axei neutre a fost calculată egală cu $c = 325$ mm și, conform fig. 5.57 și ecuației (5.55) este valabilă pentru secțiunile dreptunghiulare $m = 1,0$.

Dacă armătura diagonală este dispusă ca în fig. 5.74,*a*, cu $l_d = 0$, conform ecuației (5.56) rezultă: $V_1 = M_d/h_w = 0$.

Cu aceste expresii obținem din ecuația (5.59) contribuția necesară a armăturii diagonale la rezistența la lunecarea în rost:

$$V_{di} = \left(1,6 - \frac{2,65}{1,25} \cdot \frac{1,39}{2,5}\right)\left(1 - \frac{0,003 \cdot 275}{3,2 \cdot 1,58} - \frac{1 \cdot 325 \cdot 25}{3,2 \cdot 7000 \cdot 1,58}\right)(2216 - 0) = 567 \text{ kN}.$$

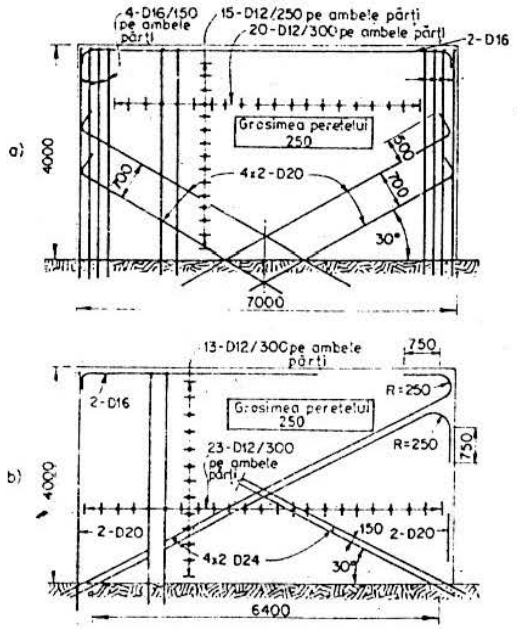


Fig. 5.74. Dimensiunile și armarea peretelui structural scurt.

Aceasta reprezintă 26% din forța tăietoare de calcul V_o. De aici rezultă, din ecuația (5.57) sau dintr-o condiție de echilibru cu $l_d = 0$ și $\alpha = 30°$:

$\Rightarrow A_{sd} = V_{di}/(f_{yd}\cos\alpha) = 567 \cdot 10^3/(275 \cdot \cos 30°) = 2377\ \text{mm}^2$.

Patru bare de armătură D20 pe fiecare direcție prezintă o suprafață a secțiunii de:

$\Rightarrow A_{sd} = 2512\ \text{mm}^2$ (fig. 5.74,*a*)

e) Calculul la eforturi înclinate de întindere

Armătura transversală orizontală necesară se determină conform dispunerii armăturii prezentate în fig. 5.74, cu ecuația (5.60):

$$\frac{A_{sh}}{s_h} = \frac{1}{h_w f_{yh}}\left(V_o \frac{h_w}{l_w} - \frac{f_{yd} A_{sd}}{2}\cos 30°\right)$$

$$= \frac{1}{4000 \cdot 275}\left(2216 \cdot 10^3 \frac{4000}{7000} - \frac{275 \cdot 2512}{2}\cos 30°\right) = 0{,}88\ \text{mm}^2/\text{mm}$$

Dacă utilizăm bare de armătură D12, distanța necesară reiese:

$\Rightarrow s_h = 2 \cdot 113/0{,}88 = 257\ \text{mm} \approx 250\ \text{mm}$.

Această distanță este utilizată pentru precizarea cotelor din fig. 5.74,*a*.

Armătura orizontală necesară poate fi calculată și cu ecuația (5.61), care este relativ prudentă, unde:

$d_s \approx 0{,}5 \cdot 7000 = 3500$ mm; $l_d = 0$; $f_{yh} = f_{yn} = f_{yd} = 275\ \text{N/mm}^2$

$\rho_n = A_{sn}/(b_w l_w) = (40 \cdot 113 + 16 \cdot 201)/(250 \cdot 7000) = 0{,}442\%$

$\rho'_d = A_{sd}\cos\alpha/(b_w l_w) = 2512 \cdot \cos 30°/(250 \cdot 7000) = 0{,}124\%$

astfel, rezultă:

$\Rightarrow \rho_h = 1{,}25 \cdot 1[3500 \cdot 0{,}442\%/4000 - (0{,}4 - 0) \cdot 7000 \cdot 1 \cdot 0{,}124\%/4000] = 0{,}375\%$.

Procentul de armare existent este de:

$\rho_{h,verh} = 2 \cdot 113/(250 \cdot 250) = 0{,}362\%$.

5.9.2. Soluție alternativă pentru un perete structural solicitat predominant de acțiunea seismică

a) Descriere și ipoteze

Considerăm același perete ca în exemplul anterior și încercăm să folosim armarea diagonală și pentru realizarea rezistenței la încovoiere. Toate celelalte caracteristici ale peretelui și materialelor sunt identice cu cele din subcapitolul 5.9.1,a.

b) Predimensionare

Pentru dispunerea din fig. 5.74,*b* ($\alpha = 30°$, $l_d = 6400$ mm) se apreciază că pentru preluarea lunecării în rost, conform ecuației (5.59), forța tăietoare preluată de armătura diagonală ar fi de aproximativ 20 % din forța tăietoare la suprarezistență:

$V_{di} = 0{,}20\,\Phi_{o,w} V_E \approx 0{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1600\ \text{kN} = 448\ \text{kN}$.

Cu aceasta, din ecuația (5.57) rezultă:

$$\Rightarrow A_{sd} = V_{di}/\left[f_{yd}\left(\cos\alpha - l_d \sin\alpha/2h_w\right)\right]$$

$$= 448\,000/\left[275\left(\cos 30° - 6{,}4 \sin 30°/8{,}0\right)\right] = 3496\ \text{mm}^2$$

Utilizăm pe fiecare direcție câte 4 bare de armătură D24 cu

$\Rightarrow A_{sd} = 8 \cdot 452 = 3616\ \text{mm}^2$ și o înclinare de $\alpha = 30°$, conform fig. 5.74,*b*.

Momentul încovoietor preluat de armătura diagonală este, conform ecuației (5.56) de:

$M_d = -0{,}5 \cdot 6400 \cdot 3616 \cdot 275 \cdot \sin 30° \cdot 10^{-6} = 1591$ kNm

Momentul preluat de armătura verticală din inimă se preia din 5.9.1,b: $M_1 = 4548$ kNm

Din acțiunea dată: $M_{i,erf} = 7111$ kNm

Diferența rămasă $M_2 = 972$ kNm

Astfel, în porțiunile de perete sunt necesare următoarele armături:

$\Rightarrow A_{s2} = 972 \cdot 10^6/[275(7000 - 2 \cdot 50)] = 512\ \text{mm}^2$.

La ambele capete ale peretelui vir fi prevăzute câte 2 bare de armătură D20 (628 mm^2).

c) Momentul capabil

Cu armarea reprezentată în fig. 5.74,*b* se va verifica capacitatea de rezistență a peretelui la încovoiere. Vom considera că din barele de armătură D12 cu secțiunea barei de 113 mm^2, numai $2 \cdot 21 = 42$ bare ating curgerea la întindere și contribuie la rezistența la încovoiere, iar barele D20 de la margini ating stadiul de curgere la compresiune. Cu aceasta rezultă că:

$a = 42 \cdot 113 \cdot 275/(0{,}85 \cdot 25 \cdot 250) = 246$ mm și

$c = 246/0{,}85 = 289$ mm și astfel vom avea:

$M_1 = 42 \cdot 113 \cdot 275(3500 - 0{,}5 \cdot 246)10^{-6} = 4407$ kNm

$M_2 = 2 \cdot 314 \cdot 275(7000 - 100)10^6 = 1192$ kNm

și din ecuația (5.56) $M_d = 1591$ kNm

$M_{i,erf} = 7111$ kNm $< M_{i,verh} = 7190$ kNm

d) Dimensionarea armăturii diagonale

Conform ecuației (5.57) din cele 4 bare de armătură D24 pe ambele direcții diagonale rezultă o rezistență la forța tăietoare:

$V_{di} = 3616 \cdot 275[\cos 30° - 6{,}4 \cdot \sin 30°/(2 \cdot 4{,}0)]/10^3 = 463$ kN.

Din ecuația (5.56) rezultă:

$V_i = M_d/h_w = 1591/4{,}0 = 398$ kN.

Pentru acest perete avem:

$V_o \approx \lambda_o \cdot M_{i,verh}/h_w = 1{,}25 \cdot 7190/4{,}0 = 2247$ kN și astfel

$\Phi_{o,w} = V_o/V_E = 2247/1600 = 1{,}40$

$v_i = 2247 \cdot 10^3/(0{,}8 \cdot 250 \cdot 7000) = 1{,}61\ \text{N/mm}^2$.

Cu acestea, din ecuația (5.59) rezultă contribuția necesară a armăturii diagonale la rezistența la lunecarea în rost:

$$V_{dr,rif} = \left(1{,}6 - \frac{2{,}65 \cdot 1{,}4}{\lambda_o \cdot 2{,}5}\right)\left(1 - \frac{0{,}3\% \cdot 275}{3{,}2 \cdot 1{,}61} - \frac{1{,}0 \cdot 289 \cdot 25}{3{,}2 \cdot 7000 \cdot 1{,}6}\right)(2247 - 398)$$

$$= 488 \text{ kN}.$$

Rezistența disponibilă a fost găsită de $V_{dr} = 463$ kN. Diferența este de aproximativ 5 % și poate fi tolerată chiar dacă se iau în considerație ipoteze relativ prudente.

e) Calculul la eforturi înclinate de întindere

Din ecuația (5.50) obținem:

$$\Rightarrow A_{sh}/s_h = [1/(4000 \cdot 275)] \cdot [(4{,}0/7{,}0) \cdot 2247000 - (275 \cdot 3626/2) \cdot \cos 30°]$$

$$= 0{,}776 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Folosind bare orizontale D12 pe ambele fețe, rezultă o distanță de:

$$\Rightarrow s_h = 2 \cdot 113/0{,}776 = 291 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}.$$

Conform aproximării prudente din ecuația (5.61) cu:

$$\rho_h = (46 \cdot 113 + 4 \cdot 314)/(250 \cdot 7000) = 0{,}369\%$$

$$\rho_{\ell} = 3616 \cdot \cos 30°/(250 \cdot 7000) = 0{,}179\%$$

$$\rho_h = 1{,}25[(3{,}5/4{,}0) \cdot 0{,}369\% - [0{,}4 - 6{,}4 \cdot \text{tg } 30°/(7{,}0 \cdot 2)](7{,}0/4{,}0) \cdot 0{,}179\%]$$

$$= 0{,}35\%,$$

rezultă o distanță ceva mai mică de:

$$\Rightarrow s_h = 2 \cdot 113/(250 \cdot 0{,}35\%) = 258 \text{ mm}.$$

5.9.3. Peretele structural solicitat la o acțiune seismică redusă

Un perete structural scurt, cu grosimea de 200 mm, cu celelalte dimensiuni și caracteristici de material egale cu cele din fig. 5.74, urmează să preia o parte din forța seismică echivalentă, respectiv o forță tăietoare de numai $V_{tr} = 700$ kN.

Pentru această forță ar fi probabil suficient procentul minim de armare. În inima secțiunii vor fi prevăzute, de aceea, bare D10 la distanțe de 300 mm:

$$\rho_n = 2 \cdot 78{,}5/(200 \cdot 300) = 0{,}262\% > \rho_{l,min} = 0{,}25\%.$$

În zonele de capăt ale peretelui vor fi prevăzute câte 2 bare verticale de armătură D16.

Considerăm că blocul dreptunghiular de eforturi unitare de compresiune prezintă aproximativ următoarea înălțime:

$$a = (7000 \cdot 200 \cdot 0{,}262\% \cdot 275)/(0{,}85 \cdot 25 \cdot 200) = 237 \text{ mm}.$$

De aceea, obținem cu aceleași ipoteze privind mărimea și poziția forței de întindere în barele D10:

$$M_1 \approx (6300 \cdot 200 \cdot 0{,}262\% \cdot 275)(0{,}5 \cdot 6300 - 119)10^{-6} = 3206 \text{ kNm}$$

$$M_2 \approx 2 \cdot 201 \cdot 275(7000 - 100)10^{-6} = 763 \text{ kNm}$$

$$M_{i,vorh} = 3969 \text{ kNm}$$

$$M_{i,rif} = Fh_o/\Phi = 700 \cdot 4{,}0/0{,}9 = 3111 \text{ kNm} < M_{i,vorh}$$

La suprarezistență obținem

$$V_o = 1{,}25 \cdot 3969/4{,}0 = 1240 \text{ kN} \text{ și } \Phi_{o,w} = 1240/700 = 1{,}77.$$

Prima parte a ecuației (5.59) devine astfel: $[1{,}6 - (2{,}65/1{,}25) \cdot 1{,}77/2{,}5] = 0{,}099$ față de valoarea corespunzătoare de 0,422 pentru peretele din fig. 5.74,*a*. Contribuția necesară a armăturii diagonale la rezistența la lunecarea în rost este neglijabil de mică. Deci, prevederea unei armări diagonale nu mai este necesară.

Efortul de lunecare este de:

$$v_i = V_o/(0{,}8 b_w l_w) = 1240000/(0{,}8 \cdot 200 \cdot 7000) = 1{,}11 \text{ N/mm}^2 = 0{,}22\sqrt{f_c'}$$

$$<< v_{i,max}$$

Cu ajutorul ecuațiilor (5.62) și (5.61) stabilim procentul necesar de armare orizontală.

$$\Rightarrow \rho_n = (6700 \cdot 200 \cdot 0{,}262\% + 4 \cdot 201)/(200 \cdot 7000) = 0{,}31\%$$

$$\rho_h = 1{,}25(3{,}5/4{,}0)0{,}31\% = 0{,}34\%.$$

Vor fi prevăzute bare orizontale de armătură D10 pe ambele fețe, cu următoarea distanță verticală:

$$s_h = 2 \cdot 78{,}5/(200 \cdot 0{,}34\%) = 231 \text{ mm} \Rightarrow 225 \text{ mm}.$$

6

STRUCTURI DUALE DUCTILE

6.1. Introducere

În cele două capitole anterioare sunt analizate dimensionarea şi alcătuirea constructivă ale structurilor ductile în cadre şi cu pereţi structurali. În cazul acestora, forţele orizontale sunt preluate exclusiv fie de cadre, fie de pereţii structurali. În numeroase clădiri, însă, se întâlnesc cele două tipuri de structuri combinate. Dacă forţele orizontale sunt preluate de sisteme de cadre şi pereţi structurali ductili, care conlucrează între ele, avem o structură dală ductilă.

Sistemele duale pot combina avantajele celor două tipuri de structuri componente. Deoarece pereţii structurali încastraţi la partea lor inferioară sunt foarte rigizi, în timpul unui cutremur de pământ, deplasările relative de nivel pot fi menţinute la valori mici. Şi mai important este faptul că pereţii structurali pot împiedica formarea mecanismului de etaj (mecanismele de etaj slab "soft storeys", v. fig. 1.13,*e* şi *f*). Pe de altă parte, cadrele din beton armat care conlucrează cu pereţii structurali pot avea o contribuţie importantă la disiparea energiei, în special la nivelurile superioare.

În pofida acestor avantaje şi a faptului că structurile duale sunt întâlnite destul de frecvent în practică, au fost depuse relativ puţine eforturi de cercetare [B17, B18] pentru dezvoltarea unei metode optime de proiectare a acestor sisteme la acţiuni seismice. Câteva studii analitice asupra unor clădiri existente cât şi încercări [P27] pe o platformă seismică [A8] indică o comportare postelastică excelentă la acţiuni seismice [B15].

Prezentul capitol tratează sistemele duale, cu accent pe comportarea lor postelastică, pe influenţa reciprocă a cadrelor cu pereţii structurali şi pe comportarea globală. După cum este de aşteptat, procedeul de calcul depinde în mare măsură de componenta dominantă în sistem. Din acest motiv, procedeul pentru o clădire oarecare cu cadre şi pereţi structurali care conlucrează va depinde de anumiţi parametri, care iau valori între cele indicate pentru sistemele structurale simple în capitolele "Cadre ductile" şi "Pereţi structurali ductili". S-a încercat să se menţină procesul de proiectare cât mai simplu posibil, asigurându-se în acelaşi timp o abordare cât mai unitară de la un sistem simplu în cadre, la sistemul dual, până la sistemele cu pereţi structurali.

Sunt analizate de asemenea câteva aspecte specifice privind ponderea pereţilor structurali în sistemul dual, dar nu a fost, firesc, posibil să se analizeze toate combinaţiile imaginabile. Procedeul general poate fi lărgit şi aplicat pentru situaţii neconvenţionale, dar fundamentarea inginerească, pe baza principiilor generale ale proiectării capacităţii de rezistenţă, rămâne aceeaşi.

În capitolele anterioare au fost folosite metodele tradiţionale de calcul structural elastic bazat pe forţe seismice echivalente statice orizontale. Capacitatea de rezistenţă la forţele orizontale rezultată este considerată, de obicei, satisfăcătoare pentru sistemele în cadre sau cu pereţi structurali supuse acţiunilor seismice. Situaţia nu mai este aceeaşi pentru sistemele structurale duale compuse din cadre şi pereţi structurali. Datorită comportării globale fundamental diferite a cadrelor faţă de pereţii structurali rezultă că, prin combinarea acestora, sunt de aşteptat deosebiri substanţiale între comportarea statică elastică şi cea dinamică postelastică a sistemului.

Comportarea diferită este generată de faptul că la acţiuni egale, sau cel puţin similare, vor predomina, cum arată fig. 6.1, fie deformaţiile de forfecare, fie cele de încovoiere. În timp ce sistemul în cadre prezintă, în primul rând, deformaţii globale de forfecare, peretele structural se comportă ca o bară încovoiată. Aşa cum se poate observa în fig. 6.1 la nivelurile inferioare cadrele şi pereţii structurali se susţin reciproc în preluarea forţelor orizontale, în timp ce la cele superioare interacţiunea celor două tipuri de elemente verticale tinde să se încarce suplimentar faţă de ceea ce le revine din forţa seismică. Modul de repartizare a forţelor între cele două componente structurale, stabilit pe baza unui calcul static elastic, poate fi foarte diferit de cel corespunzător comportării dinamice sub acţiunea seismică.

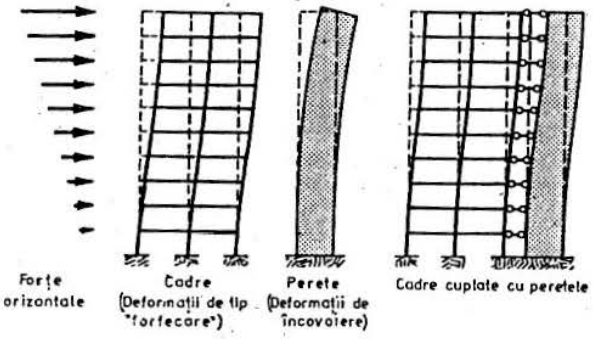


Fig. 6.1. Deplasările cadrelor, pereţilor structurali şi ale sistemelor duale la forţe orizontale.

În cele ce urmează va fi descris, pas cu pas, un procedeu de dimensionare, similar cu cel prezentat în capitolul 4 pentru cadre, conform cu principiile proiectării capacităţii de rezistenţă. Prezentarea se limitează la aspectele esenţiale ale proiectării pentru o clădire supusă unui cutremur de mare intensitate. În consecinţă, atenţia va fi concentrată asupra problemelor de ductilitate şi, prin aceasta, asupra limitării avariilor care pot periclita vieţi omeneşti şi, mai ales, asupra prevenirii colapsului. Criteriile prezentate în capitolele 4 şi 5 cu privire la rigiditate şi efortul capabil minim, ambele esenţiale pentru limitarea avariilor, rămân valabile şi în cazul sistemelor duale şi nu vor

mai fi analizate în mod special în prezentul capitol. Nu vor mai fi prezentate din nou nici dimensionarea şi alcătuirea constructivă a elementelor structurale precum grinzile, stâlpii, nodurile de cadru sau pereţii structurali.

6.2. Tipuri de sisteme structurale duale

Prezentul capitol descrie sistemele duale, constituite din cadre şi pereţi structurali, întâlnite mai frecvent şi analizează modelarea, comportarea şi eforturile specifice acestora.

6.2.1. Conlucrarea cadrelor cu pereţii structurali

La majoritatea clădirilor multietajate din beton armat, cadrele spaţiale conlucrează, pentru preluarea forţelor orizontale, cu pereţii structurali. Fig. 6.2,*a* prezintă secţiunea în plan, uşor simplificată, a unei clădiri simetrice cu 12 niveluri. În locul pereţilor structurali izolaţi se folosesc frecvent nuclee de pereţi cu secţiuni închise (fig. 5.21) sau pereţi structurali cuplaţi (fig. 5.11).

Proprietăţile celor două tipuri diferite de structuri pot fi reunite, conform fig. 6.2,*b*, într-un model cu un singur cadru ideal şi un singur perete structural ideal. După cum s-a arătat deja în 4.1.1.3, se obişnuieşte în general să se considere planşeele din beton armat ca şaibe (diafragme) infinit rigide în planul lor. Aceasta permite să se exprime deplasările tuturor cadrelor şi pereţilor structurali dintr-un etaj prin relaţii lineare simple (fig. 4.6). Numai atunci când diafragmele orizontale (şaibele) sunt relativ zveite şi urmează să transmită forţe mari în pereţi relativ rigizi, în special în cazul în care aceşti pereţi se află la o distanţă mare unul de celălalt, va trebui să se ţină cont de flexibilitatea diafragmelor (v. fig. 6.2,*b*). În prezentul capitol se porneşte de la ipoteza unei legături rigide pe direcţie orizontală între toate cadrele şi toţi pereţii structurali şi, deci, şi între cadrul ideal şi peretele structural ideal conform fig. 6.2,*b*. La baza peretelui structural şi a stâlpilor cadrului se presupune, de obicei, o încastrare perfectă.

Rezultate caracteristice ale calculului elastic static pentru trei sisteme duale sub forţe seismice echivalente orizontale sunt prezentate în fig. 6.3. Secţiunea acestora în plan este ilustrată în fig. 6.2,*a*. Sistemele considerate constau din şapte cadre cu câte două deschideri şi doi pereţi structurali. Pentru a arăta influenţa rigidităţii pereţilor asupra distribuţiei eforturilor pe cele două subsisteme, au fost considerate lăţimi de perete l_w de 4, 6 şi 8 m, ceea ce corespunde unor rapoarte de rigiditate de 0,13, 0,42 şi 1,00. Fiecare din cele trei clădiri cu 12 niveluri a fost supusă aceloraşi forţe seismice echivalente orizontale. Din acest motiv, fiecare din cele trei clădiri prezintă, în fig. 6.3,*a*, la înălţime egală, acelaşi moment de răsturnare total (momentul general). După cum este de aşteptat, la creşterea rigidităţii pereţilor creşte şi contribuţia acestora la preluarea momentului de răsturnare. În etajele superioare pereţii structurali devin din ce în ce mai puţin activi, iar contribuţia lor la preluarea momentului de răsturnare devine de la jumătatea înălţimii neglijabil de mică. Diferenţa dintre momentul general şi momentul preluat de pereţii structurali este transmisă, la fiecare nivel, prin cele şapte cadre. Această parte este marcată în fig. 6.3 prin haşuri, pentru peretele de 6 m lăţime. Întrucât tendinţa de deplasare a celor două subsisteme este foarte diferită la partea lor

superioară (fig. 6.1), aici cadrele urmează să preia un moment mai mare decât momentul global datorat forţelor seismice echivalente orizontale, adică pereţii structurali şi cadrele acţionează în sens opus.

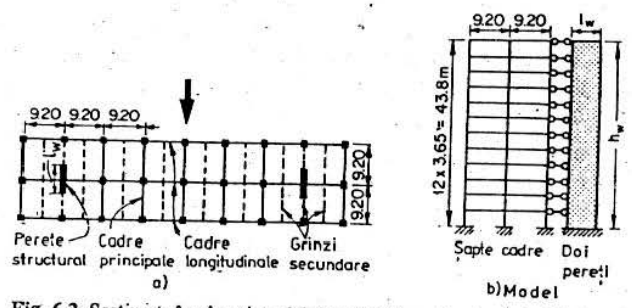


Fig. 6.2. Secţiunea în plan şi modelul unui sistem structural dual tipic.

Distribuţia forţelor tăietoare de etaj pe pereţi şi cadre este prezentată în fig. 6.3,*b*. Corespunzător rigidităţii peretelui pe înălţimea clădirii, contribuţia acestuia la forţa tăietoare scade, întâi relativ încet, iar deasupra unei anumite înălţimi, brusc. De exemplu, pentru peretele de 4 m, începând cu etajul *4*, aproape întreaga forţă tăietoare de etaj trebuie preluată de stâlpii cadrului. Fig. 6.3 ilustrează faptul că pereţii structurali din sistemele duale au o contribuţie semnificativă la descărcarea forţelor orizontale numai în etajele inferioare. În special în cazul pereţilor cu rigiditate mică, contribuţia acestora scade foarte repede în etajele superioare.

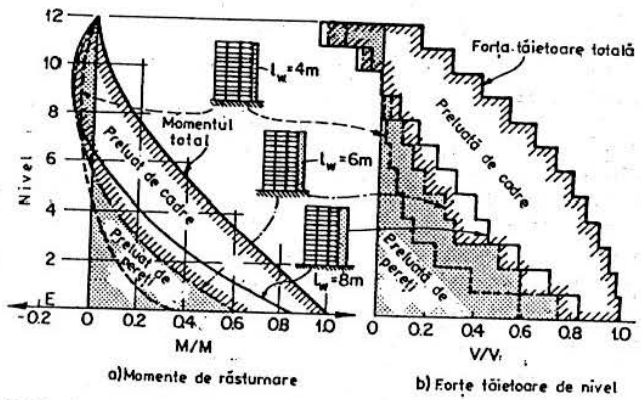


Fig. 6.3. Distribuţia momentelor de răsturnare, calculate static, şi a forţelor tăietoare de etaj, pe pereţii structurali şi cadrele unor sisteme duale.

Contribuţia tuturor pereţilor structuraali la rezistenţa la forţele seismice echivalente orizontale poate fi exprimată prin raportul forţelor tăietoare din pereţi şi forţa tăietoare totală, folosindu-se valorile de la baza sistemului structural. Acest raport de forfecare a peretelui η_v conform ecuaţiei (6.8), definit deci pentru acţiuni statice, va fi

utilizat în continuare pentru evaluarea efortului maxim de forfecare a pereților la acțiuni dinamice și a comportării dinamice a peretelui. Pentru cele trei sisteme structurale ilustrative, valorile respective sunt egale cu η_v = 0,59, 0,75 și 0,83, proporțional cu lățimea peretelui (v. fig. 6.3,*b*).

Contribuția grinzilor cadrelor de beton armat la rezistența la forțe statice orizontale este ilustrată în fig. 6.4. Ea poate fi exprimată prin raportul sumei forțelor tăietoare verticale datorate forței seismice echivalente din toate grinzile unui etaj, ΣV_{Riegel}, la forța tăietoare totală la baza sistemului structural, V_{Fuss}, adică la forța seismică echivalentă. Este ușor de observat că, la scăderea rigidității pereților, solicitarea cadrelor crește. Valoarea ΣV_{Riegel} este proporțională cu suma momentelor din grinzi generate de forțele seismice echivalente. Din acest motiv cresc, de asemenea, și momentele în grinzi și stâlpi precum și forțele tăietoare din stâlpi.

Suprafața de sub fiecare curbă din fig. 6.4 este proporțională cu forțele axiale induse de acțiunea seismică în stâlpii exteriori și, astfel, proporțională cu contribuția cadrelor la momentul de răsturnare din fig. 6.3.

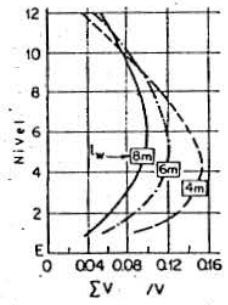


Fig. 6.4. Forțele tăietoare calculate static pentru grinzile cadrelor sistemelor duale.

Există similitudini mari între distribuția eforturilor secționale între grinzile și pereții sistemelor duale și eforturile secționale corespunzătoare din pereții structurali cuplați, descriși în subcapitolul 5.3.2,c. Acestea sunt confirmate și de compararea fig.6.3,*a*, respectiv 6.4, cu fig. 5.22,*a*, respectiv 5.23,*c*. Din acest motiv, conceptul de redistribuire a forțelor tăietoare între pereții cuplați, reprezentat în aceste figuri, este aplicabil și pentru sistemele duale. Acest aspect va fi discutat în subcapitolul 6.3.

În cazul sistemelor duale nu există pericolul apariției mecanismelor de etaj (mecanisme de stâlpi, v. fig. 1.4,*b* și fig. 1.13,*e* și *f*), deoarece comportarea de tip "încovoiere" a pereților structurali determină în foarte mare măsură deplasările orizontale. Din această cauză, zonele de disipare a energiei pot fi liber alese într-un astfel de sistem structural. Fig. 6.5 prezintă un mecanism bine adaptat pentru cadrele din fig. 6.2. La acest mecanism, în cazul unei acțiuni seismice de mare intensitate, se formează articulații plastice în toate grinzile, la baza stâlpilor și la baza pereților structurali. La nivelurile superioare se pot forma articulații plastice în stâlpi sau, preferabil, în grinzi. Prevenirea formării articulațiilor plastice în stâlpi permite, de asemenea, prevederea îmbinării armăturilor la fiecare nivel la capătul de jos al stâlpilor,

dispărând obligația de a le amplasa la mijlocul înălțimii acestora. Dacă structura are grinzi cu deschidere mare sau dacă dimensionarea acestora se face, de la bun început, în funcție de încărcările gravitaționale și nu de eforturile seismice (v. 4.8), poate fi avantajos să se admită formarea articulațiilor plastice la ambele capete ale stâlpilor pe toată înălțimea clădirii (v. fig. 6.5,*c*).

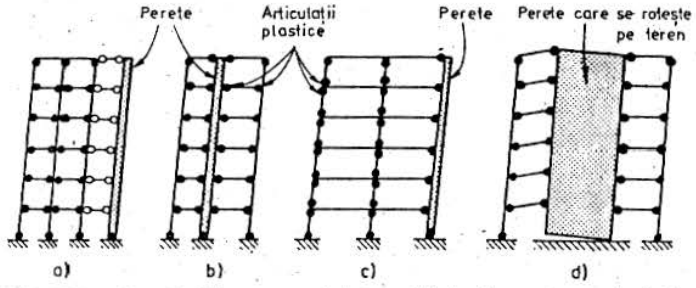


Fig 6.5. Mecanisme de disipare a energiei pentru diferite sisteme structurale duale.

6.2.2. Legarea prin grinzi a cadrelor cu pereții structurali

Pereții structurali pot fi legați în plan cu cadrele învecinate prin intermediul grinzilor. Fig. 6.6,*a* prezintă un sistem de acest gen. Grinzile, cu deschiderea l_1 și l_2, sunt legate rigid (la încovoiere) cu pereții structurali. Acest tip de structuri pot fi calculate la fel cu cele în cadre, ale căror grinzi legate de pereții structurali, conform fig. 5.14, se prelungesc cu elemente infinit rigide de la muchia exterioară până la axa peretelui. Fig. 6.5,*b* și *c* prezintă mecanismele posibile pentru astfel de sisteme. Articulațiile plastice trebuie să se formeze în grinzi în dreptul sau în vecinătatea pereților structurali. În ceea ce privește stâlpii, rămâne la alegerea inginerului proiectant dacă articulațiile urmează să se formeze în grinzi sau în stâlpi, deasupra și dedesubtul fiecărui planșeu.

Un sistem de acest tip poate fi întâlnit și la clădirea din fig. 6.2,*a*, în cazul în care pereții ar fi legați în plan cu stâlpii învecinați prin intermediul grinzilor. În acest caz, rezultă un sistem structural format din șapte cadre cu un model similar celui din fig. 6.2,*b* și două cadre cu pereți structurali cu un model asemănător cu cel din fig. 6.6,*a*, dar cu câte un singur stâlp de fiecare parte a peretelui.

Pentru astfel de sisteme duale, cu cadre care conlucrează cu pereții structurali, au fost dezvoltate procedee simplificate de calcul, care se pretează cu precădere pentru predimensionare [K2]. Modelul utilizat în acest caz este prezentat în fig. 6.6,*b*. Rigiditatea pereților structurali este reunită într-un singur perete cu suma momentelor de inerție I_w. Acolo unde este necesar, se va ține cont de asemenea de deformațiile de forfecare individuale ale pereților, conform subcapitolului 5.3.1,a, ecuațiile (5.14) și (5.15). Grinzile care se leagă direct de pereți, cu deschiderile aproximativ egale cu l_1 și l_2 din fig. 6.6,*b*, vor fi reunite pentru fiecare etaj într-o singură grindă cu momentul de inerție I_a și deschiderea l_a, conform fig. 6.6,*b*, în așa fel încât raportul I_a/l_a al sumei

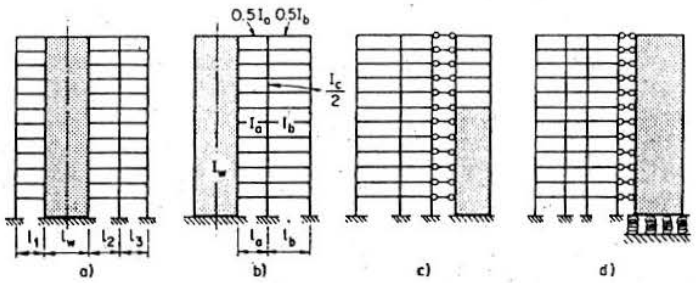


Fig. 6.6. Modele pentru diferite sisteme duale.

rigidităţior relative $k = I/l$ să corespundă grinzii echivalnte [pentru definiţia analoagă pentru stâlpi, v. ecuaţia (4.8)]. Tot restul grinzilor, cum sunt cele cu deschiderile l_3 din fig. 6.6,*a* sau grinzile celor şapte cadre din fig. 6.2,*a*, se reunesc de asemenea pentru fiecare etaj, şi se înlocuiesc în mod analog cu o singură grindă cu proprietăţile I_b şi l_b conform fig. 6.6,*b*. În sfârşit, toţi stâlpii clădirii sunt reuniţi în doi stâlpi identici, având fiecare acelaşi moment de inerţie $0{,}5I_c$, adică jumătate din suma momentelor de inerţie ale tuturor stâlpilor clădirii reale. Coeficientul 0,5 implică faptul că stâlpii clădirii sunt înlocuiţi prin doi stâlpi, în timp ce toate grinzile corespunzătoare dintr-un etaj sunt înlocuite printr-o singură grindă. Pentru un anumit domeniu de rigidităţi relative, au fost calculate soluţii standard pentru sisteme structurale de tipul celor prezentate în fig. 6.6,*b* [K2].

O altă tehnică uzuală înlocuieşte toate cadrele cu un perete structural forfecat echivalent, legat continuu pe toată înălţimea structurii cu un perete structural echivalent încovoiat. Acest procedeu este similar cu calculul pe structura echivalentă continuă utilizat în cazul pereţilor structurali cuplaţi (5.3.2,c).

Pentru a putea aplica metoda proiectării capacităţii de rezistenţă, înainte de a trece la dimensionarea definitivă a fiecărui element structural trebuie stabilită poziţia tuturor articulaţiilor plastice prevăzute să apară în grinzi şi stâlpi.

6.2.3. Sisteme structurale duale cu pereţi încastraţi parţial în fundaţii

De obicei, pereţii structurali sunt consideraţi încastraţi perfect la bază. Este însă evident că, în cazul unor elemente structurale de dimensiuni atât de mari, încastrarea perfectă este dificil sau chiar imposibil de realizat. Încastrarea parţială în fundaţii poate fi generată de deformarea terenului de fundare sau a unor elemente din sistemul de fundare, cum ar fi piloţii. O mare parte a deplasărilor pereţilor structurali sunt cauzate de rotirile la bază. Acestea pot influenţa rigiditatea peretelui şi contribuţia lui la preluarea forţelor seismice în cadrul unui sistem dual. În realitate, ea este dificil de evaluat, deoarece rigiditatea fundaţiei poate fi estimată numai cu o precizie relativă. La aceasta se adaugă faptul că rigiditatea terenului este foarte diferită la eforturile statice şi dinamice. În cazul celor din urmă, comportarea terenului este influenţată şi de frecvenţa şi amplitudinea mişcării.

Pentru a înţelege comportarea diferită a sistemelor structurale duale la acţiuni statice şi dinamice vom compara în continuare, pe scurt, unele mărimi caracteristice ale răspunsului la forţe seismice echivalente orizontale (pentru a permite o comparaţie utilă) şi la cutremurul de la El Centro din 1940. În acest scop, s-a considerat construcţia cu 12 niveluri din fig.6.12,*a* şi 6.12,*b*. Forţele statice echivalente sunt aplicate pe fiecare nivel cu o variaţie aproximativ lineară a mărimii pe înălţime. Pereţii sunt aleşi cu lăţimile $l_w = 3$ m şi 7 m, ceea ce corespunde aproximativ valorilor limită ale rigidităţilor pereţilor. Rapoartele de forfecăre ale pereţilor η_v sunt, conform subcapitolului 6.2.1, respectiv ecuaţiei (6.8), egale cu 0,44 şi 0,80.

Modelarea cadrelor care conlucrează cu pereţii structurali pe fundaţii flexibile este schiţată în fig. 6.6,*d*. Resorturile figurate la baza peretelui pot fi înlocuite, în cazul acţiunilor orizontale, printr-o bară încovoiată, conform fig. 6.7. Pe baza acestui model au fost studiate diferite grade de încastrare la baza pereţilor sistemelor duale. Analiza următoare se limitează însă la valorile extreme ale rigidităţilor K, înscrise în fig. 6.7. Pentru $K = 0$, rezultă o articulaţie plastică la baza peretelui.

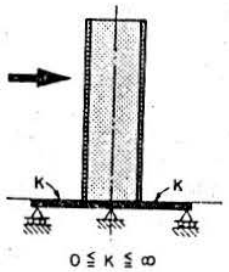


Fig. 6.7. Modelarea încastrării parţiale la baza unui perete structural.

a) Răspunsul elastic sub acţiunea forţelor seismice echivalente statice

Rezultatele cele mai importante ale calculului elastic static sunt reprezentate în fig. 6.8 şi 6.9. Se poate observa că, la o rigiditate medie a peretelui structural, răspunsul elastic al structurii sub acţiunea forţelor seismice echivalente nu este influenţat în mod decisiv de gradul de încastrare la bază. Influenţa rotirii fundaţiei este mai mare la o rigiditate mai mare a peretelui. Diferenţele de comportare, la valorile extreme studiate, sunt mai mari în etajele inferioare decât în cele superioare.

După cum arată fig. 6.8,*a*, în cazul pereţilor structurali rigizi, deplasările relative de etaj sunt influenţate puternic de gradul de încastrare la baza peretelui, în special în etajele inferioare. Variaţia momentelor grinzilor în dreptul stâlpilor interiori pe întreaga înălţime a clădirii este reprezentată în fig. 6.8,*b*. Ea poate fi comparată cu variaţia forţelor tăietoare din grinzi, reprezentată în fig. 6.4. Reiese că, la scăderea gradului de încastrare la baza peretelui rigid cu lungimea de 7 m, momentele în grinzi şi, prin aceasta, eforturile secţionale ale cadrelor devin simţitor mai mari, mai ales în etajele inferioare. Deosebit de importantă este creşterea forţei tăietoare din stâlpii primului nivel (de la parter), reprezentată în fig. 6.8,*c*.

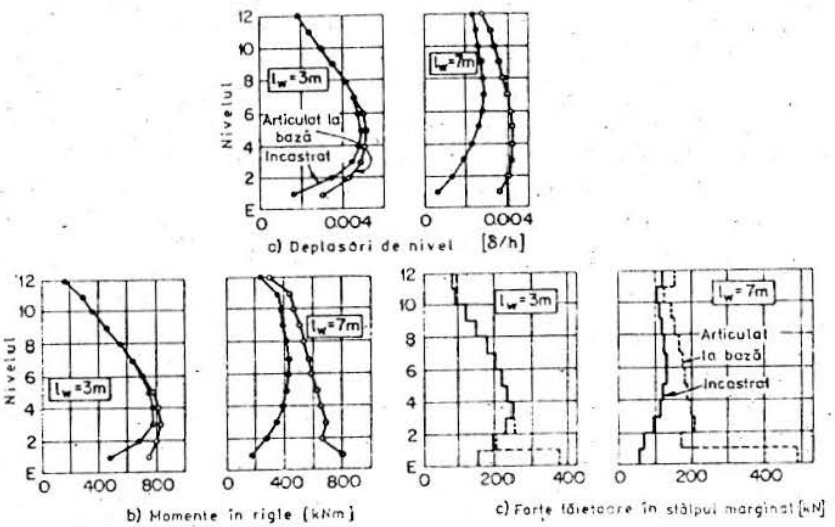


Fig. 6.8. Deplasările relative de nivel și eforturile secționale calculate static pentru cadrele sistemelor duale

Efectul unei articulații plastice de la baza pereților structurali asupra eforturilor secționale din pereți este reprezentată în fig. 6.9. Momentele încovoietoare din pereții structurali flexibili nu sunt, practic, influențate deasupra primului nivel de modificarea

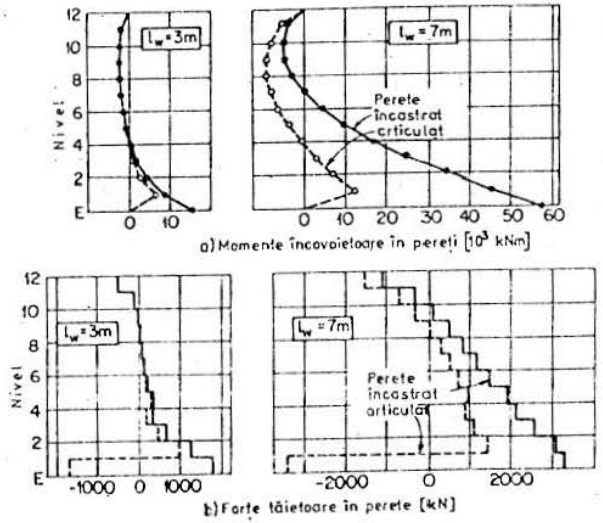


Fig. 6.9. Eforturile secționale calculate static în pereții structurali ai sistemelor duale.

gradului de încastrare la baza peretelui (fig. 6.9,*a*). În cazul pereților rigizi, care preiau, la o încastrare perfectă a bazei lor, o mare parte a momentelor de răsturnare, rezultă însă diferențe semnificative. Întrucât de la primul planșeu până la articulația plastică de la baza peretelui, momentul încovoietor scade la zero, în această zonă se produce o schimbare de semn a forței tăietoare. După cum arată fig. 6.9,*b*, acest salt de variație a forței tăietoare este foarte mare atât la pereții rigizi cât și la cei mai flexibili. Din acest motiv, stâlpii cadrelor de la primul nivel trebuie să preia o forță tăietoare de nivel mult mai mare decât întreaga forță seismică echivalentă aferentă întregii clădiri. Aceasta se poate vedea în fig. 6.8,*c* sub forma saltului mare al forței tăietoare în stâlp. Din acest motiv, transmiterea acestei forțe tăietoare între pereții structurali și stâlpii cadrelor prin efectul de diafragmă (șaibă) al primului planșeu trebuie analizată atent.

Trebuie subliniat că manifestarea cazurilor extreme de comportare a bazei peretelui, respectiv fundației, prezentate în fig. 6.8 și 6.9, este practic inexistentă în sisteme structurale reale. Concluzia acestor considerații simplificate constă totuși în aceea că la pereții cu o rigiditate limitată, adică cu un raport de deplasare a peretelui $\eta_v < 0{,}5$, influența rotirii fundației asupra deplasărilor, momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare datorate forței seismice echivalente statice poate fi neglijată deasupra primului nivel.

Variațiile eforturilor secționale prezentate în figurile 6.8 și 6.9, combinate cu eforturile secționale datorate încărcărilor gravitaționale, se utilizează în mod normal pentru stabilirea înfășurătoarei eforturilor secționale pentru dimensionarea fiecărui element structural. Este necesar însă să se studieze mai aprofundat dacă aceste înfășurătoare sunt valabile și pentru sistemele duale supuse acțiunilor dinamice.

b) Răspunsul elasto-plastic sub acțiuni dinamice

Pentru a ilustra diferențele dintre deplasările și eforturile secționale calculate static-elastic și dinamic–elasto–plastic, vom analiza mai amănunțit exemplul de sistem structural prezentat în fig. 6.2. Toate elementele sale au fost dimensionate conform regulilor prezentate în subcapitolul 6.3. În continuare, s-a simulat matematic comportarea sistemului la cutremurul de la El Centro (1940) [G1]. În unele cazuri, a fost studiată și acțiunea cutremurului de foarte mare intensitate Pacoimadamm (1971). În cazul cutremurului de la El Centro, în modelul de calcul, la baza peretelui și în grinzile de la toate nivelurile s-au format articulații plastice.

Ca parametru global, care să exprime comportarea la acțiuni seismice a unui sistem dual, s-a ales creșterea perioadei fundamentale de oscilație datorată scăderii rigidității peretelui la formarea unei articulații plastice la baza lui. Dacă contribuția peretelui la rezistența la forța tăietoare a sistemului este mică, ceea ce înseamnă că raportul de forfecare a peretelui η_v este mic, influența modificării de rigiditate datorită încastrării parțiale la baza peretelui asupra perioadei fundamentale de oscilație este neglijabilă. Din acest motiv nu rezultă o modificare importantă a comportării generale a întregului sistem la cutremurul dat. Acest fapt este ilustrat și de variația în timp a deplasărilor celor două exemple din fig. 6.10. Aici sunt reprezentate numai deplasările de la nivelurile *3* și *12*. Pentru peretele cu lățimea de 3 m, diferențele din primele 10 s sunt neglijabile. În cazul peretelui cu lățimea de 7 m, creșterea perioadei fundamentale de oscilație este, însă, evidentă. Totuși, deplasările maxime nu au fost modificate în

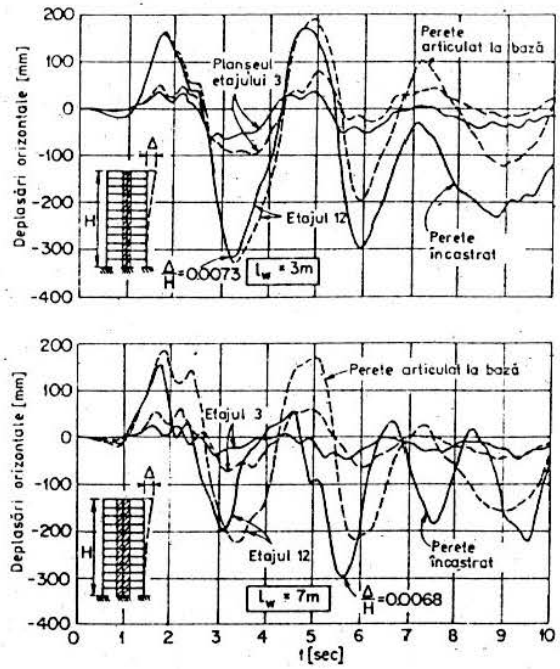


Fig. 6.10. Variația în timp a deplasării unui sistem dual cu 12 niveluri (la cutremurul de la El Centro).

mod hotărâtor de formarea articulației plastice la baza peretelui. În orice caz, acest aspect nu este în mod obligatoriu valabil pentru alte cutremure.

Pentru dimensionare este important să se stabilească influența gradului de încastrare la baza peretelui asupra eforturilor secționale maxime sub acțiunea dinamică seismică în comparație cu rezultatele obținute în cele două cazuri extreme analizate anterior, folosind forțe seismice echivalente statice. În cele ce urmează vor fi făcute astfel de comparații pentru cele mai importante valori de calcul.

Înfășurătoarele deplasărilor maxime de nivel pentru sistemul exemplificativ cu pereții structurali cu lățimea de 3 și 7 m încastrați la bază sau având o articulație plastică, la cutremurul de la El Centro, sunt reprezentate în fig. 6.11. Limita de 1 % din înălțime, recomandată de unele normative [X8] pentru deplasarea relativă de nivel, este de asemenea reprezentată. Cu toate că distribuția pe înălțimea sistemului este diferită, modul de rezemare la bază nu are o influență hotărâtoare asupra valorilor maxime. O comparație a fig. 6.8,*a* cu fig. 6.11 arată, cum este de așteptat, că variațiile deplasărilor relative de nivel obținute pe înălțimea clădirii din calculul static și cel dinamic nu corespund. Astfel devin vizibile și limitele unui coeficient de ductilitate, aplicat la deplasările locale, cum ar fi de exemplu deplasările relative de nivel. De exemplu, în cazul peretelui cu lățimea de 3 m, la ambele moduri de rezemare rezultă o ductilitate de

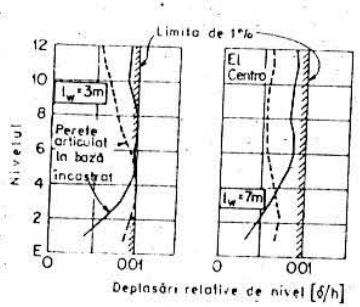


Fig. 6.11. Deplasările relative de nivel calculate dinamic pentru sistemele duale.

deplasare de aproximativ 2 pentru deplasarea maximă de etaj la nivelul *5* (din raportul valorilor din fig. 6.8,*a* și fig. 6.11). Dacă vom compara, însă, pentru cazul rezemării încastrate, deplasările "dinamice" cu cele "statice" la nivelul superior, va rezulta un coeficient de ductilitate de aproximativ 4,5.

Mărimea momentelor încovoietoare ale pereților, în cazul bazei articulate, se găsește în general în limita valorilor obținute pentru un perete încastrat rigid. Valorile limită ale momentului rezultat din calculul dinamic sunt reprezentate în fig. 6.11. Acestea pot fi comparate cu momentele obținute din forțele statice echivalente conform fig. 6.9,*a* și cu valorile rezistenței necesare la încovoiere, conform regulilor din subcapitolul 6.3 (fig. 6.26). Trebuie să se ia în considerație faptul că, în figurile 6.12 - 6.16, s-a folosit ca valoare a rezistenței valoarea medie probabilă cu Φ_m=1,13 (v. 1.3.4,b). De exemplu, la baza peretelui încastrat cu lățimea de 7 m, plecând de la momentul de calcul din fig. 6.9, M_E=57500 kNm, cu rezistența de calcul, s-a obținut rezistența necesară la încovoiere de $M_i = M_E/\Phi$ = 57500/0,9 = 63900 kNm. Rezistența medie la încovoiere, reprezentată în fig. 6.12, este aproximativ de 1,13M_i, adică aproximativ de 72 200 kNm. Faptul că momentul calculat dinamic la baza peretelui (≈ 82000 kNm) depășește rezistența medie (≈ 72000 kNm), depinde de diagrama biliniară moment-curbură, considerată pentru calculele dinamice, pentru care în domeniul plastic a fost considerată o creștere de 5 % față de momentul maxim elastic.

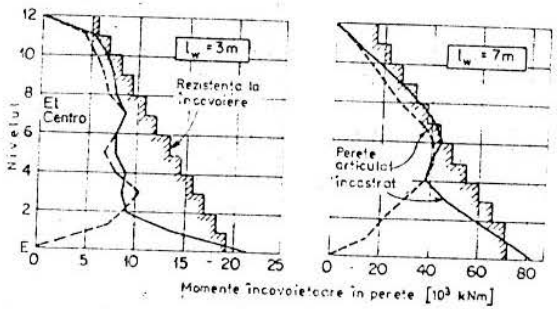


Fig. 6.12. Compararea momentelor încovoietoare calculate dinamic cu rezistența necesară la încovoiere a pereților structurali din sistemele duale.

Corespunzător curburii maxime în articulația plastică poate rezulta, din această cauză, un moment destul de mare. O situație analoagă este valabilă și pentru reprezentările din fig. 6.14, 6.23 și 6.27.

Din această comparare a momentelor încovoietoare rezultă că variațiile acestora pe înălțimea clădirii la cutremurul de la El Centro calculate static și dinamic sunt foarte puțin asemănătoare. În special în porțiunile superioare ale peretelui structural, în care conform calculului static apar momente mici sau nule, apar sub acțiunea seismică eforturi mari. Din acest motiv utilizarea directă a rezultatelor calculului static pentru determinarea eforturilor secționale conduce, în cazul sistemelor structurale duale, la mărimi de proiectare descoperitoare. În cele ce urmează se va arăta cum poate fi rezolvată, relativ ușor, această problemă.

Comparații asemănătoare pot fi făcute pentru forțele tăietoare din pereți, reprezentate în fig. 6.13. Forțele tăietoare mari de la baza peretelui, rezultate din calculul static pentru forțele seismice echivalente la rezemarea articulată a peretelui, conform fig. 6.9,*b*, nu mai apar în cazul calculului dinamic. Reiese însă că forțele tăietoare dinamice din porțiunea superioară a pereților pot fi mult mai mari decât valorile rezultate din calculul static.

Valorile rezistenței necesare la forfecare au fost calculate conform regulilor din subcapitolul 6.3 (fig. 6.24).

Întrucât, conform fig. 6.12 și 6.13, pereții structurali au prezentat la calculul dinamic pentru cutremurul de la El Centro momente încovoietoare și forțe tăietoare mai mari decît cele obținute din calculul static elastic, conform fig. 6.9, nu este de mirare că

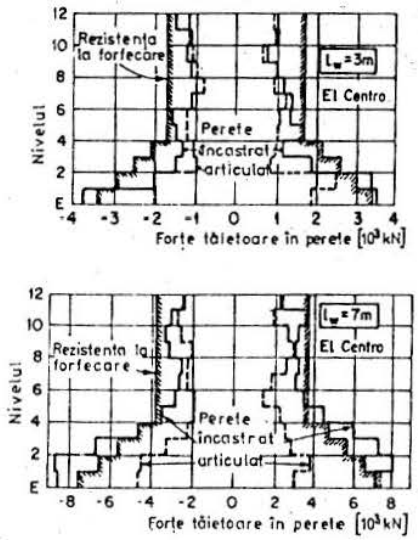


Fig. 6.13. Compararea forțelor tăietoare calculate dinamic cu rezistența necesară la forfecare a pereților structurali din sistemele duale.

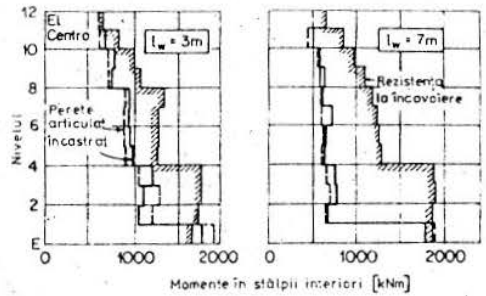


Fig. 6.14. Compararea momentelor încovoietoare calculate dinamic, cu rezistența necesară la încovoiere a stâlpilor interiori ai sistemelor duale.

stâlpii cadrelor sunt, corespunzător, mai puțin solicitați. Figurile 6.14 și 6.15 prezintă diagramele de momente încovoietoare și forțe tăietoare maxime din stâlpii interiori la cutremurul de la El Centro. Este interesant de remarcat că eforturile secționale nu sunt influențate aproape deloc de modificări radicale ale modului de rezemare a pereților. Variația generală a forțelor tăietoare pe înălțimea clădirii, conform fig. 6.15, poate fi comparată cu cea rezultată din calculul elastic la forțele seismice echivalente, pezentată în fig. 6.8,*c* (variația forțelor tăietoare în stâlpii interiori și exteriori pe înălțimea clădirii este similară). Cu toate că forțele tăietoare din stâlpii de la parter sunt mult mai mari în cazul peretelui rezemat articulat decât în cazul peretelui încastrat, ele nu ating valorile rezultate din calculul elastic static (fig. 6.8,*c*).

Sistemul exemplificativ cu 12 niveluri se comportă și fără încastrarea de la baza peretelui structural în mod satisfăcător, dar trebuie remarcat că fenomenul nu este obligatoriu pentru orice altă accelerogramă. În clădirile mai mici și mai rigide, scăderea rigidității prin degradarea încastrării de la baza peretelui poate genera eforturi mărite în structură. Ca regulă generală poate fi însă reținut faptul că eforturile mărite pot fi preluate în majoritatea cazurilor ușor.

În discuția anterioară, sistemele structurale duale au fost studiate pentru două condiții extreme de rezemare la baza peretelui. Pentru calcul, se consideră de obicei o încastrare rigidă, cu toate că, în realitate, aceasta nu poate fi realizată perfect. Studiul

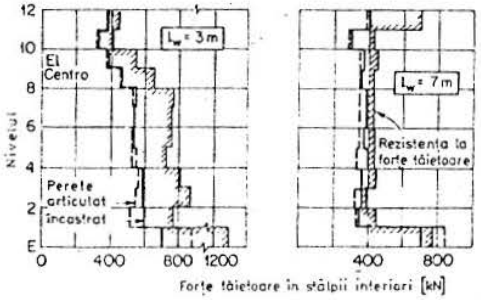


Fig. 6.15. Compararea forțelor tăietoare calculate dinamic, cu rezistența necesară la forfecare din stâlpii interiori ai sistemelor duale.

parametric arată însă că această ipoteză nu influențează aproape deloc comportarea elasto-plastică, nici măcar în cazul unor fundații destul de elastice.

c) Dezlipirea fundației de teren și efecte spațiale

Încastrarea la baza peretelui scade, de asemenea, în cazul în care fundația se desprinde parțial de pe terenul de fundare. În cazul extrem din fig. 6.16, în dreptul fundației se produce o mișcare de răsturnare a peretelui în jurul unei axe apropiate de marginea lui comprimată. Acest proces poate avea o influență foarte mare asupra comportării sistemelor structurale duale.

Deoarece peretele a cărui fundație se dezlipește parțial de teren reprezintă un corp relativ rigid, la fiecare nivel se produc rotații cu un ordin de mărime similar celui de la baza peretelui (fig. 6.5,*d*). Acestea generează deplasări verticale importante ale capetelor grinzilor transversale, rezemate pe perete (fig. 6.16), și deplasări corespunzătoare ale plăcilor planșeelor.

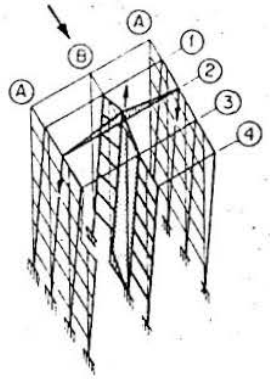


Fig. 6.16. Activarea cadrelor transversale prin mișcarea de răsturnare a pereților structurali.

În etajele superioare, deplasările sunt asemănătoare cu cele din cazul unui perete cu fundație fără dezlipire, la baza căruia s-a format o articulație plastică cu rotații mari. După cum reiese din fig. 5.24,*b*, în acest caz deformațiile betonului supus la compresiune pe lungimea (verticală) articulației plastice sunt mici în comparație cu alungirile armăturii care a atins, la fibra întinsă, stadiul de curgere. Datorită fisurilor diagonale (v. fig. 5.44), curgerea armăturii se propagă pe o distanță verticală de ordinul de mărime a lățimii peretelui l_w. Aceste deformații plastice inegale în cei doi pereți structurali generează o rotație de corp rigid a etajelor superioare, aproximativ egală cu cea din cazul dezlipirii fundației de teren [B15].

Pe baza acestor observații, efectele mari, datorate dezlipirii de teren a fundației pereților, care trebuie avute în vedere la calculul și alcătuirea constructivă a sistemelor structurale duale, pot fi reținute în felul următor:

1. Deplasările la care sunt supuse grinzile transversale (fig. 6.16) trebuie luate în considerație cel puțin la alcătuirea constructivă și la determinarea rezistenței

grinzilor transversale la forțe tăietoare, chiar și în cazul în care acestora nu le revine un rol primar în privința rezistenței seismice [B15].

2. Dacă grinzile transversale au o rezistență relativ mare la încovoiere, ele generează forțe verticale aplicate excentric în apropierea marginii întinse a peretelui structural, la nivelul fiecărui planșeu.

   În dreptul porțiunilor de perete care se deplasează în sus, armătura superioară a grinzilor transversale este supusă la întindere. Aici, armătura tălpii active întinse (v. 4.4.2,b), amplasată pe direcția grinzii transversale, poate fi deosebit de mare [Y2]. Din acest motiv, rezistența la încovoiere a peretelui structural poate fi mult mărită de reacțiunile induse de grinzile transversale. Această creștere a rezistenței la încovoiere poate însă conduce din nou la forțe tăietoare mai mari în pereți, de care trebuie să ținem cont pentru a preveni o cedare prematură a peretelui la forfecare [M12]. Etapele de calcul prezentate în subcapitolul 6.3 vor fi adaptate prin utilizarea raportului de forfecare a peretelui introdus în 6.2.1.

3. Forțele axiale mărite din pereți pot face necesară o adaptare a armăturii de confinare din zona articulației plastice de la baza peretelui structural (v. 5.4.2,e).

4. Efectul de împiedicare a rotirii peretelui de către grinzile transversale poate mări considerabil rigiditatea acestuia [B15]. Dacă contribuția pereților la rigiditatea întregului sistem structural dual este mare, perioada fundamentală de oscilație a acestuia se micșorează, iar forțele tăietoare din pereții clădirilor mai înalte cresc (v. de exemplu fig. 2.43).

5. Conform fig. 6.16, rotirea pereților poate mobiliza mecanisme suplimentare de disipare a energiei. Acesta poate fi cazul grinzilor transversale dar, cum se vede în fig. 6.5,*d*, articulațiile plastice în grinzile dispuse în planul peretelui în apropierea marginii întinse a acestuia pot fi supuse unor rotiri plastice suplimentare mari.

6. Forțele tăietoare induse de pereți în grinzile transversale deplasate vertical generează la celălalt capăt al grinzilor forțe de întindere în stâlpi. Dacă acestea nu sunt luate în considerație, se pot dezvolta articulații plastice lipsite de o alcătuire constructivă corespunzătoare [Y2].

7. Dacă pe parcursul calculului se ține cont de aceste efecte spațiale, mișcarea de răsturnare a pereților poate avea un efect pozitiv asupra comportării generale a sistemului structural la eforturi seismice [M12].

6.2.4. Sisteme duale cu pereți structurali cu înălțime limitată

Cu toate că pereții structurali din majoritatea clădirilor se dezvoltă pe întreaga lor înălțime, din motive arhitectonice sau din alte considerente ei se pot termina și la un nivel mai jos. Deoarece la capătul peretelui se produce o modificare bruscă a rigidității generale, în cazul unor acțiuni seismice pot apărea probleme. Astfel de discontinuități generează eforturi dinamice, care nu pot fi acoperite de calculul uzual static elastic sub

forțe seismice echivalente. Este, deci, de așteptat că această zonă ar putea suferi avarii premature și că cerințele de ductilitate ar putea depăși capacitatea de deformare a elementelor structurale participante, ceea ce ar putea conduce la o reducere importantă a rezistenței seismice.

Pe de altă parte, calculele elastice statice arată că, în cazul sistemelor structurale duale, pereții structurali nu joacă un rol favorabil în etajele superioare. Fig. 6.3 conduce aproape spre concluzia potrivit căreia întreruperea peretelui structural la un nivel inferior ar putea reduce chiar efortul capabil al cadrelor din etajele superioare și ar putea micșora deplasările relative de etaj la aceste niveluri.

Pentru a permite deducerea unor concluzii cu privire la influența înălțimii pereților structurali, în cele ce urmează vom compara din nou comportarea unor sisteme structurale exemplificative, asemănătoare cu cele de la începutul prezentului capitol, toate având aceeași secțiune în plan, prezentată în fig. 6.2,*a*. Vor fi analizate și comparate din nou, comportarea statică elastică la forțe seismice echivalente orizontale egale cu răspunsul dinamic elasto-plastic la cutremurul de la El Centro.

Proprietățile geometrice și, de aici, rigiditatea elementelor structurale ale sistemelor exemplificative sunt luate, ca și în cazurile anterior studiate, egale. Vor fi analizate sisteme structurale cu pereții structurali de 3 și 7 m lățime, rezemați articulat sau încastrați rigid. Toate sistemele studiate au câte 12 niveluri, iar înălțimea pereților structurali a fost aleasă de 3, 6, 9 și 12 niveluri, studiindu-se și un sistem în cadre, fără

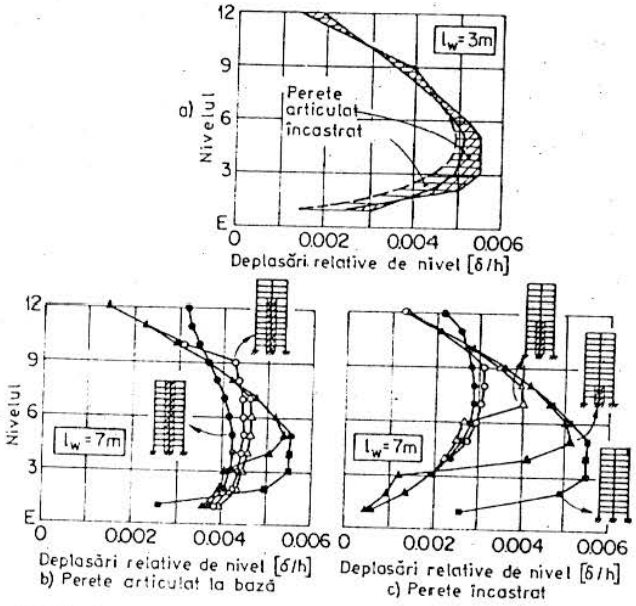


Fig. 6.17. Deplasările relative de etaj calculate static, pentru sisteme duale cu pereți structurali de înălțimi diferite.

pereți structurali. Sistemele structurale cu pereți care încep de la o anumită înălțime sunt inadecvate din punct de vedere al siguranței seismice și nu vor fi tratate în acest context.

a) Răspunsul elastic la forțele seismice echivalente

În cazul pereților încastrați rigid, cu lățimea de 3 m, reducerea înălțimii peretelui nu influențează deplasările orizontale. Aceasta rezultă din deformabilitatea relativ mare a acestor pereți. Prin urmare, absența peretelui la etajele superioare ca și reducerea rigidității prin rezemarea articulată la bază conduc numai la o creștere redusă a deplasărilor relative de etaj. Fig. 6.17,*a* prezintă domeniile de variație a deplasărilor relative de nivel pentru 5 sisteme diferite, cu pereții structurali cu lățimea de 3 m, rezemați articulat, sau încastrați rigid la bază.

După cum arată fig. 6.17,*c*, în cazul peretelui încastrat, cu lățimea de 7 m, comportarea se modifică mai puternic o dată cu reducerea înălțimii acestuia. Deplasările relative de nivel cresc deasupra peretelui mai scurt și se apropie rapid de valorile unui cadru simplu. Reducerea gradului de încastrare a bazei peretelui până la formarea unei articulații plastice reduce mult rigiditatea pereților și, prin aceasta, influența înălțimii lor. Putem constata aceasta prin compararea diagramelor din fig. 6.17,*b* și *c*. Din aceste figuri putem constata o altă particularitate interesantă: dacă la ultimul etaj nu există perete structural, deplasările relative ale ultimelor două sau trei etaje superioare scad.

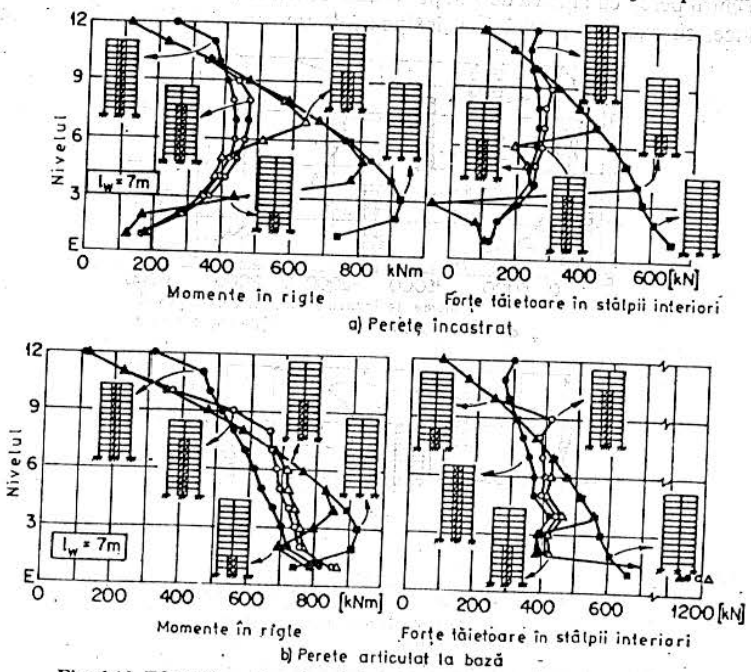


Fig. 6.18. Eforturile secționale calculate static în cadrele sistemelor duale cu pereți structurali de înălțimi diferite.

Aceasta rezultă din comportarea principial diferită a celor două tipuri de sisteme structurale în urma forțelor statice, după cum s-a observat deja în fig. 6.1.

Distribuția deplasărilor relative de nivel în sistemele cu pereți de înălțimi diferite și moduri diferite de rezemare la bază oferă o viziune clară asupra comportării acestora. Forțele tăietoare în stâlpi și, în special, momentele grinzilor sunt aproximativ proporționale cu deplasările relative de nivel. Din acest motiv nu este surprinzător că o modificare a condițiilor de margine a peretelui cu lățimea de 3 m nu influențează hotărâtor momentele grinzilor. Schimbările importante ale forțelor tăictoare din stâlpi rezultă numai în primele două niveluri inferioare. Influența simțitor mai mare a pereților încastrați la bază, cu lățimea de 7 m, asupra momentelor grinzilor și forțelor tăietoare din stâlpii interiori este vizibilă în fig. 6.18,*a*. Ea este foarte asemănătoare cu cea generată de deplasările relative de nivel din fig. 6.17,*c*. Același lucru se întâmplă și în cazul pereților rezemați articulați (v. fig. 6.18,*b* și 6.17,*b*).

În fig. 6.19,*a* și *b* sunt reprezentate momentele încovoietoare pentru pereții cu lățimea de 3 m. În primele trei niveluri ele sunt practic independente de înălțimea peretelui, pentru ambele moduri de rezemare a acestuia. În cazul rezemării articulate, cadrele generează o încastrare parțială a peretelui la nivelul primului planșeu (v. fig. 6.19). Din variațiile de moment se poate vedea că și forțele tăietoare ale pereților sunt asemănătoare la diferite înălțimi ale acestora, indiferent de modul de rezemare.

Pentru pereți cu lățimea de 7 m pot fi trase concluzii asemănătoare pentru eforturile statice, cu excepția peretelui cu înălțimea de trei niveluri. Variațiile momentelor

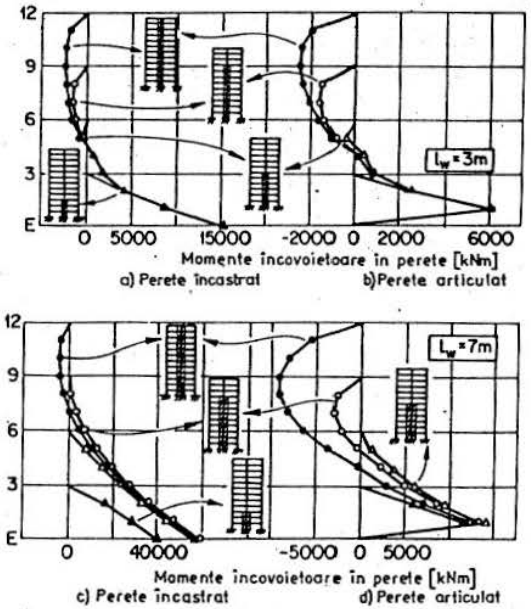


Fig. 6.19. Momentele încovoietoare calculate static în pereții structurali de înălțimi diferite din sistemele duale.

încovoietoare sunt redate, pentru acești pereți, în figurile 6.19,*c* și *d*. Apariția momentelor încovoietoare de mărime similară la nivelul primului planșeu la toți pereții cu lățimea de 7 m rezemați articulat are ca urmare generarea de forțe tăietoare mari, acționând în direcții opuse deasupra și dedesubtul primului planșeu. Forțele tăietoare asemănătoare (gradienții de momente) din primul nivel (parter) pentru pereții de diferite înălțimi indică faptul că sistemele structurale cu pereți de diferite înălțimi prezintă rapoarte de forfecare η_v asemănătoare.

În concluzie, se poate spune că la ambele moduri de rezemare la bază a pereților structurali, contribuția lor la rezistența la încovoiere și forfecare a sistemului dual, la forțele statice orizontale seismice echivalente, din jumătatea inferioară a acestor sisteme nu este influențată în mod hotărâtor de înălțimea pereților structurali.

b) Răspunsul dinamic elasto-plastic

Pentru a demonstra posibilitatea de a folosi eforturile secționale rezultate din calculul elastic sub forțele seismice echivalente, câteva dintre aceste sisteme duale cu pereți structurali de înălțime limitată au fost calculate, în ipoteza unei comportări elasto-plastice (ca în 6.2.3,b), la acțiunea cutremurului de la El Centro, 1940. Sistemele exemplificative cu pereții structurali pe înălțimea a 3, 6 și 9 niveluri, rezemați articulat sau încastrați rigid la bază, au fost calculate conform subcapitolului 6.3. Pentru comparație au fost studiate de asemenea cazurile "perete pe toată înălțimea clădirii" și "fără perete (sistem simplu de cadre)". Sistemul simplu de cadre a fost calculat la numai 80 % din forța statică echivalentă a sistemului dual.

Deplasările relative maxime de nivel sunt reprezentate în fig. 6.20. Cum s-a observat deja în calculul la forțe statice seismice echivalente, diferențele sunt mai mici în cazul înălțimilor diferite ale peretelui cu lățimea de 3 m (fig. 6.20,*a* și *b*) decât în cazul peretelui cu lățimea de 7 m (fig. 6.20,*c* și ,*d*). Deplasările relative de nivel sunt, în general, cele mai mari în cazul cadrelor simple. Sistemele cu pereții structurali articulați prezintă deplasări mai uniform distribuite pe înălțime și discontinuități mai mici la capătul peretelui. Eforturile secționale, respectiv momentele și forțele tăietoare din pereți și stâlpi vor fi discutate în cadrul procedeului de calcul descris în subcapitolul 6.3.

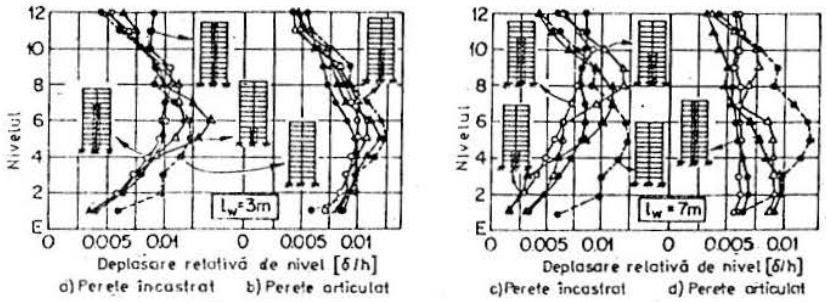


Fig. 6.20. Deplasările relative de nivel calculate dinamic pentru sisteme duale cu pereți structurali de înălțimi diferite.

Studiul rezumat aici [G4] arată că şi sistemele cu pereţi de înălţimi limitate, calculate în mod corespunzător, pot oferi o comportare seismică bună. În cadrele de deasupra capătului peretelui structural nu au fost constatate cerinţe excesive de ductilitate. După cum am constatat deja în capitolul 6.2.3,b, pentru cazul sistemelor duale cu pereţi pe toată înălţimea clădirii, diminuarea gradului de încastrare la baza peretelui până la rezemarea articulată nu a condus la o deteriorare gravă a comportării.

În continuare se arată că procedeul de calcul folosit pentru sistemele duale cu pereţi structurali pe toată înălţimea clădirii poate fi adaptat uşor şi utilizat şi în cazul pereţilor cu înălţimea limitată.

Cazurile prezentate în subcapitolul 6.2 pot să explice numai comportarea generală şi mai puţin cea locală a sistemelor studiate. Din acest motiv, rezultatele prezentate au o valabilitate limitată, deoarece modelarea s-a bazat, în special, pe comparaţiile efectuate. În plus, la calculele dinamice comparative au fost utilizate numai una sau două accelerograme.

6.3. Etapele de calcul al sistemelor duale

În capitolul de faţă vor fi descrise etapele de aplicare a metodei proiectării capacităţii de rezistenţă pentru sistemele duale. Aceasta se va face după modele asemănătoare cu cele din subcapitolul 4.10 pentru sistemele în cadre şi 5.5 pentru cele cu pereţi structurali.

După cum s-a explicat anterior, ideea fundamentală a metodei proiectării capacităţii de rezistenţă constă în asigurarea unei ierarhii raţionale a capacităţii de rezistenţă a elementelor unui sistem structural. Astfel, şi la calculul elementelor structurale solicitate în principal la eforturi din forţele orizontale din sistemele structurale duale, care nu trebuie să se deformeaze plastic sau să cedeze casant prin forţele tăietoare, stabilirea capacităţii necesare de rezistenţă R_i se va face după următoarea ecuaţie generală (v. subcapitolele 4.5.4,a şi 5.4.3,a):

$$R_i \geq S_u \geq \omega \Phi_o S_E , \qquad (6.1)$$

în care: R_i este efortul capabil stabilit pe baza rezistenţelor de calcul (v. 1.3.4,a);
S_u – valoarea de calcul a efortului (v. 1.3.3);
ω – coeficientul de amplificare dinamică, care indică raportul dintre eforturile generate la acţiunea dinamică şi valoarea stabilită pe baza forţelor statice seismice echivalente, valorile cele mai mari fiind aşteptate în timpul comportării inelastice a sistemului structural (v. 4.5.4 şi 5.4.3,a);
Φ_o – coeficientul de suprarezistenţă pentru valoarea de calcul a solicitării din acţiuni seismice (v. 1.3.4,c);
S_E – efortul secţional, în sistemul elastic, generat de forţele seismice echivalente (v. 1.3.3).

Coeficientul de reducere a rezistenţei Φ la R_i conform ecuaţiei (1.1) dispare, deoarece la dimensionarea pentru eforturile determinate cu luarea în consideraţie a suprarezistenţei în articulaţiile plastice, acesta este luat egal cu 1,0 (v. 1.3.4,a).

Pe măsura necesităţilor, unele etape de calcul vor fi explicate şi fundamentate, unele destul de detaliat, în special în privinţa particularităţilor sistemelor duale. Aceasta are ca scop înţelegerea corectă a ipotezelor şi uşurarea utilizării procedeelor de calcul.

Etapa 1. Stabilirea forţelor seismice echivalente

Forţele orizontale statice echivalente vor fi stabilite conform principiilor descrise în capitolul 2.

Etapa 2. Determinarea eforturilor secţionale pe sistemul elastic

Eforturile secţionale elastice datorate forţelor seismice echivalente se stabilesc pentru cadre şi pentru pereţii structurali. Acestea sunt: momente încovoietoare M_E, forţe tăietoare E şi forţe axiale V_E. La calculul sistemului elastic se va ţine cont de influenţa fisurării, atât asupra rigidităţii cadrelor (v. 4.1.2) cât şi a pereţilor structurali (v. 5.1.3,a). Toate elementele structurale vor fi considerate de regulă ca fiind încastrate rigid la baza sistemului. În anumite cazuri poate fi indicată considerarea unei legături elastice (v. fig. 6.7).

Eforturile secţionale datorate forţelor seismice echivalente se suprapun cu cele din forţele gravitaţionale, înmulţite cu coeficienţii corespunzători de încărcare (v. 1.3.3). Detalii în acest sens sunt indicate în subcapitolul 4.3.1, utilizând coeficienţii de încărcare după [X8].

Etapa 3. Redistribuirea momentelor în cadre

Dacă este avantajos, momentele din Etapa 2 pot fi redistribuite atât orizontal, între secţiunile grinzilor unei porţiuni plane de cadru din fiecare etaj, cât şi vertical, între grinzile aceluiaşi câmp din etaje diferite.

Scopul şi procedeul de redistribuire a momentelor la grinzile continue ale sistemelor în cadre au fost discutate în subcapitolul 4.3.2. S-a indicat că, în majoritatea cazurilor, printr-o redistribuire sub 30 % din momentele elastice poate fi obţinută o nivelare optimă a diagramelor de efort.

Unul dintre avantajele redistribuirii momentelor de-a lungul grinzilor este micşorarea momentelor negative din stâlpi, care rezultă de exemplu din combinaţia $M_u = M_D + 1{,}3M_L + M_E^{\leftarrow}$ (v. 1.3.3) în cazul stâlpilor exteriori. În orice caz, la considerarea acestei redistribuţii va creşte momentul pozitiv din combinaţia $M_u = M_D + 1{,}3M_L + M_E^{\rightarrow}$ din aceeaşi secţiune care, de obicei, nu este hotărâtor. În acest caz din urmă, momentele din forţele gravitaţionale şi cele din forţele seismice echivalente, suprapuse în Etapa 2, acţionează în sens opus. Fig. 6.21 prezintă, ca exemplu, ordinul de mărime al momentelor de calcul ale grinzilor din dreptul stâlpilor exteriori din fig. 6.2, în diferite stadii de calcul. Momentele datorate forţelor gravitaţionale (permanent negative) sunt reprezentate prin cercuri, iar combinaţia momentelor $M_E^{\leftarrow}$ sau $M_E^{\rightarrow}$, prin puncte.

Dacă efectuăm o *redistribuire pe orizontală* a momentelor între grinzile unui etaj, în exemplul nostru putem utiliza valorile momentelor grinzilor din dreptul stâlpilor exteriori, indicate prin cruciuliţe în fig. 6.21. Reiese că, acum, momentele pozitive şi negative sunt de mărimi comparabile. În acest context, reamintim că dintr-o astfel de

redistribuire a momentelor rezultă şi o redistribuire a forţelor tăietoare din stâlpi, suma lor rămânând însă constantă în porţiunea de cadru.

Deoarece în etajele inferioare pereţii structurali au o contribuţie mare la rezistenţa la forţe tăietoare şi momente (fig.6.3), eforturile din încovoiere ale grinzilor sunt relativ mici în aceste zone. Distribuţia momentelor din grinzi şi pereţi pe înălţimea sistemului elastic depinde de rigiditatea relativă a celor două componente ale acestuia

Pentru a optimiza sistemul structural şi din punctul de vedere al execuţiei, se preconizează utilizarea unui număr cât mai mare de grinzi identice. De aceea, se va lua în consideraţie şi o redistribuire verticală a momentelor grinzilor. Principiile redistribuirii verticale sunt aceleaşi ca la dimensionarea grinzilor de cuplare ale pereţilor cuplaţi, conform fig. 5.23. Momentele de calcul reprezentate prin cruciuliţe în exemplul din fig. 6.21 pot fi redistribuite vertical, până se obţine linia întreruptă în trepte reprezentată în figură. Astfel, în mai multe etaje, pot fi prevăzute grinzi cu aceeaşi rezistenţă la încovoiere. Suprafaţa de sub linia în trepte corespunde aproximativ curbei limitate prin cruciuliţe. Aceasta înseamnă că contribuţia cadrului la preluarea momentului de răsturnare din forţele seismice echivalente orizontale este modificată în mod nesemnificativ de redistribuirea verticală a momentelor.

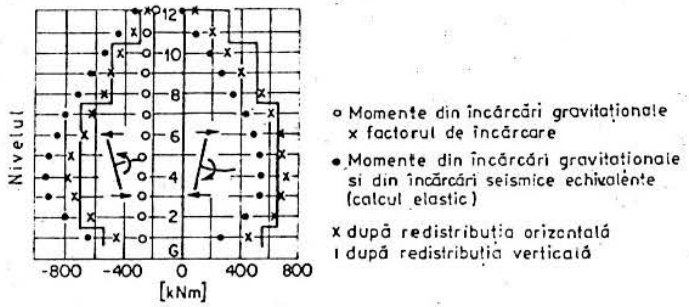


Fig. 6.21. Redistribuirea momentelor în dreptul stâlpilor exteriori ai sistemului dual, conform fig. 6.2.

Pe baza redistribuirii momentelor se modifică, pentru fiecare etaj, momentele induse în unii sau chiar în toţi stâlpii. În consecinţă, contribuţia stâlpilor la forţa tăietoare de etaj scade la unele niveluri (de exemplu nivelul *5* în fig. 6.21), iar la altele creşte (de exemplu nivelul *2* în fig. 6.21). Pentru a ne asigura că rezistenţa totală la forfecare cerută de forţele seismice echivalente într-un etaj nu scade, devine necesară o redistribuire a forţelor tăietoare pe direcţie orizontală, adică între stâlpi şi pereţii structurali. În continuare se va arăta că porţiunile superioare ale peretelui structural sunt prevăzute cu o rezistenţă suficientă la forţa tăietoare şi încovoiere pentru a prelua, în locul stâlpilor, forţe tăietoare suplimentare.

Pentru a ne asigura că, în grinzi, nu se vor produce, la cutremure de mică intensitate, deformaţii plastice premature, reducerea momentelor grinzilor prin redistribuirea orizontală şi verticală nu trebuie să depăşească 30 %. De asemenea, celelalte combinaţii de eforturi, precum şi efortul numai din încărcările gravitaţionale trebuie

verificate pentru ca rezistenţa grinzilor să rămână suficient de mare pentru toate combinaţiile hotărâtoare de forţe.

Etapa 4. Dimensionarea grinzilor la încovoiere

Toate secţiunile critice ale grinzilor trebuie dimensionate pentru a se asigura dezvoltarea eforturilor capabile necesare şi pentru a stabili ariile de armătură.

Această etapă de rutină necesită determinarea numărului şi diametrului barelor de armătură în fiecare secţiune critică (v. capitolul 3), conform diagramei valorilor limită ale momentelor obţinute în etapa anterioară, după redistribuirea acestora. În această etapă este important să se stabilească poziţia celor două zone de formare a articulaţiilor plastice în fiecare deschidere, pentru fiecare din cele două direcţii de acţiune a forţelor seismice (v. fig. 6.5,*a*). Pentru stabilirea poziţiei articulaţiilor plastice, în care se contează pe atingerea stadiului de curgere a armăturii inferioare de încovoiere, se va ţine cont de ambele combinaţii $M_u = M_D + 1{,}3M_L + M_E$ şi $M_u = 0{,}9M_D + M_E$ pentru cele două direcţii ale acţiunii seismice, deoarece ele pot provoca formarea de articulaţii plastice în locuri diferite.

Alcătuirea constructivă a grinzilor se va face conform principiilor prezentate în subcapitolul 4.4.

Etapa 5. Determinarea suprarezistenţei la încovoiere în zona articulaţiilor plastice din grinzi

În fiecare grindă se determină suprarezistenţa celor două articulaţii plastice din fiecare deschidere, pentru ambele direcţii ale acţiunii seismice.

Procedeul ia în consideraţie consolidarea oţelului de armătură şi armătura activă din zona învecinată grinzii. Detalii în acest sens sunt prezentate în subcapitolul 4.4.2,e.

Etapa 6. Determinarea coeficienţilor de suprarezistenţă a grinzilor în dreptul stâlpilor

Coeficientul de suprarezistenţă a grinzii Φ_o raportată la axa stâlpului se determină pentru fiecare stâlp de la fiecare nivel şi pentru ambele direcţii ale acţiunii seismice. Acest coeficient se utilizează pentru stabilirea momentelor maxime induse de grinzile deformate plastic în stâlpi. Definiţia acestui coeficient precum şi determinarea lui pentru stâlpii interiori şi exteriori este prezentată în subcapitolele 4.4.2,f şi 4.5.3. Momentele din grinzi în secţiunile din axa stâlpilor pot fi obţinute grafic din diagramele valorilor limită ale momentelor, după ce momentele cu suprarezistenţă au fost introduse în secţiunile corespunzătoare celor două articulaţii plastice (v. fig. 4.113,*a*).

Etapa 7. Determinarea forţelor tăietoare de calcul ale grinzilor

Forţele tăietoare $V_{o,E}$ din grinzi, la dezvoltarea suprarezistenţei în articulaţiile plastice conform Etapei 5, vor fi determinate pentru ambele direcţii ale acţiunii seismice. Combinate cu forţele tăietoare datorate încărcărilor gravitaţionale, vor determina diagramele valorilor limită ale forţelor tăietoare corespunzătoare fiecărei deschideri.

Etapa 8. Calculul grinzilor la forţe tăietoare

Pentru calculul la forţe tăietoare al grinzilor se aplică regulile din subcapitolul 4.10, Etapa 12.

Etapa 9. Alcătuirea constructivă a grinzilor

Pentru alcătuirea constructivă a grinzilor se aplică regulile din subcapitolul 4.10, Etapa 13.

Etapa 10. Determinarea eforturilor secţionale de calcul din stâlpi

a) Forţele axiale de calcul

La fiecare nivel vor fi determinate forţele axiale generate de cutremur, respectiv de deplasarea orizontală a stâlpilor, procedând ca în 4.5.5:

$$P_{o,E} = R_v \sum_{n-j}^{n} V_{o,E} \tag{6.2}$$

$$R_v = 1 - (n-j)/67 \geq 0{,}7\,, \tag{6.3}$$

unde R_v este un coeficient de reducere pentru forţa maximă aşteptată, care ia în consideraţie numărul n-j al nivelurilor de deasupra secţiunii considerate.

Forţele tăietoare ale grinzilor $V_{o,E}$ din fiecare nivel, datorate deplasărilor orizontale, au fost calculate în Etapa 7. Probabilitatea că în toate grinzile de deasupra unui anumit nivel se vor dezvolta simultan articulaţii plastice cu suprarezistenţă completă scade cu creşterea numărului de niveluri de deasupra secţiunii considerate. Coeficientul de reducere R_v, conform ecuaţiei (6.3) dă aceleaşi valori ca în tabelul din fig. 4.26 pentru coeficientul de amplificare dinamică de $\omega \leq 1{,}4$.

Determinarea forţelor axiale de calcul ale stâlpilor se face conform ecuaţiilor (4.63) şi (4.64).

b) Forţele tăietoare de calcul

Pentru fiecare stâlp al etajelor superioare se va determina forţa tăietoare de calcul în mod asemănător cu procedeul din 4.5.7 cu ecuaţia (4.68):

$$V_{col} = \omega_c \Phi_o V_E\ , \tag{6.4}$$

în care coeficientul de amplificare dinamică ω_c, utilizat în cazul nostru, al sistemelor duale, pentru forţele tăietoare va fi de:

– pentru primul nivel (parter) $\omega_c = 2{,}5$;
– pentru nivelurile intermediare $\omega_c = 1{,}3$;
– pentru ultimul nivel $\omega_c = 2{,}0$.

Forţa tăietoare de calcul din stâlpii de la parter nu trebuie să fie mai mică decât cea rezultată din ecuaţia (4.69).

Procedeul pentru determinarea forţelor tăietoare de calcul pentru stâlpii sistemelor duale este astfel foarte asemănător cu cel din proiectarea capacităţii de rezistenţă a cadrelor ductile din subcapitolul 4.5.7. Întrucât cedarea la forfecare trebuie evitată în ambele cazuri, procedeul este relativ prudent. Din studiile de caz a rezultat, totuşi, că forţa tăietoare devine foarte rar hotărâtoare pentru armătura transversală din stâlpi.

Calculele dinamice ale sistemelor duale au arătat că forţele tăietoare apărute în stâlpii din primul şi ultimul nivel pot coincide în mare măsură cu valorile calculate elastic (V_E din Etapa 2) [G4]. Trebuie totuşi reţinut că în sistemele duale obişnuite, ca

cel prezentat în fig. 6.3,*b*, forţele tăietoare V_E din aceste două niveluri aparte sunt adesea foarte mici.

c) Momentele de calcul

Momentele din stâlpii de deasupra şi de dedesubtul fiecărui planşeu se determină în mod asemănător cu procedeul indicat în 4.5.6:

$$M_{col,red} = R_m\left(\omega \Phi_o M_E - 0{,}3 h_b V_{col}\right) \tag{6.5}$$

cu
$$0{,}75 \leq R_m = 1 + 0{,}5(\omega - 1)\left(10\frac{P_u}{f_c' A_g} - 1\right) \leq 1\,, \tag{6.6}$$

unde: ω este coeficientul de amplificare dinamică pentru momentele încovoietoare din stâlpi. Valorile ω pentru cazul unui sistem dual cu un perete structural care străbate întrega înălţime a acestuia sunt date în fig. 6.22,*a* ($\omega \leq 1{,}2$);

Φ_o – coeficientul de suprarezistenţă a grinzilor la stâlpul considerat şi pentru direcţia considerată a efortului din Etapa 6 ;

h_b – înălţimea utilă a grinzii care converge în stâlp;

R_m – coeficient de reducere a momentului de calcul în stâlpi pentru cazul unui sistem dual cu $P_u / f_c' A_g$, unde P_u va fi luat negativ la întindere.

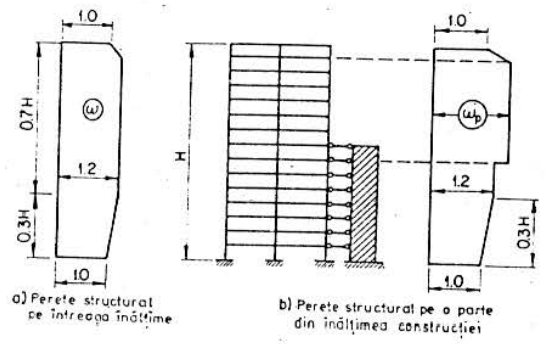


Fig. 6.22. Coeficientul de amplificare dinamică pentru momentele stâlpilor sistemelor duale.

În subcapitolul 4.5.4 s-a arătat că rolul principal al coeficientului de amplificare dinamică pentru momentele încovoietoare ω constă în luarea în consideraţie a creşterii momentelor în stâlpi datorită formelor proprii mai înalte de oscilaţie. Formele proprii de oscilaţie ale sistemelor duale sunt puternic influenţate de deformaţiile pereţilor structurali. Pereţii structurali dezvoltaţi pe întreaga înălţime a sistemului previn eforturile mari din stâlpi datorate deformărilor locale în urma formelor proprii mai înalte de oscilaţie. S-a demonstrat că, spre deosebire de valorile coeficientului dinamic pentru cadre ductile (tabelul din fig. 4.30), pentru stâlpii etajelor superioare este suficientă o valoare ω = 1,2 pentru a preveni suprasolicitările, adică formarea de articulaţii plastice, cu condiţia ca peretele structural să străbată întreaga înălţime a

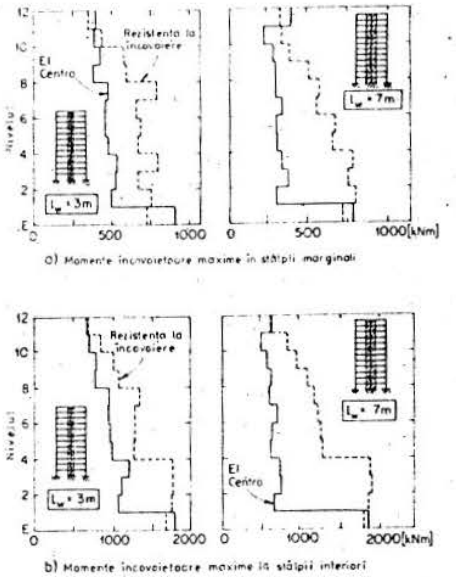


Fig. 6.23. Compararea momentelor încovoietoare calculate dinamic cu rezistența necesară la încovoiere a stâlpilor sistemelor duale.

sistemului. Fig. 6.23 prezintă diagramele de moment calculate pentru cutremurul de la El Centro în stâlpii sistemului dual din fig. 6.2 pentru pereți structurali pe întreaga înălțime și încastrați rigid la bază cu lățimi de 3 și 7 m. Linia întreruptă în trepte arată rezistența probabilă la încovoiere ($M_m = \Phi_m M_{col}/\Phi$, în acest studiu [G4]: $\Phi_m \approx 1{,}13$ și $\Phi = 1{,}0$) și se bazează pe recomandările prezentei etape de calcul. Se vede că articulațiile plastice se formează numai deasupra fundației și la primul nivel.

Coeficientul de amplificare dinamică pentru momentele încovoietoare din stâlpii sistemelor duale este relativ mic ($\omega \leq 1{,}2$). Din acest motiv, diminuarea momentelor de calcul datorată forțelor axiale de compresiune mai mici sau forței axiale de întindere, rezultată din cea de a doua sumă a ecuației (6.6), depășește rar 20 %. Pentru simplificarea calculelor, la dimensionare se poate lua o valoare $R_m = 1{,}0$.

Dacă la determinarea momentelor încovoietoare din stâlpi se ține cont de coeficientul de reducere R_m, forța tăietoare de calcul V_{col} din ecuația (6.4) poate fi micșorată cu R_m.

Pereții cu înălțime limitată, conform fig. 6.6,*c*, asigură aceeași protecție împotriva formării articulațiilor plastice în stâlpi ca și pereții pe întreaga înălțime, dar numai până la nivelul etajului aflat dedesubtul celui în care se află capătul superior al peretelui. Ca și în toate celelalte cazuri de sisteme duale, se va conta pe formarea unei articulații plastice la baza peretelui.

Stâlpii sistemelor duale dispuși deasupra capătului superior al unui perete structural cu înălțime limitată sunt mai slab protejați împotriva formării articulațiilor plastice, dar totuși mai eficienți decât cei din sistemele în cadre simple. Din acest motiv, pentru stâlpii acestei porțiuni a sistemului, este necesară o rezistență relativ mare la încovoiere, pentru a asigura ierarhia dorită de capacități de rezistență. Valoarea maximă a coeficientului de amplificare dinamică ω_p pentru momentele încovoietoare din stâlpii sistemelor duale cu pereți de înălțime limitată poate fi interpolată între ω=1,2 (v. fig. 6.22,*a*) și valoarea valabilă pentru sistemele în cadre simple, conform tabelului din fig. 4.30:

$$\omega_p = \omega - \frac{h_w}{H}(\omega - 1{,}2), \tag{6.7}$$

unde: h_w este înălțimea peretelui structural;

h – înălțimea totală a structurii.

Această amplificare a momentelor de la capetele stâlpilor trebuie făcută pentru toți stâlpii unui etaj aflat sub nivelul la care se termină peretele structural. Din aplicarea acestei reguli simple la sistemul exemplificativ din fig. 6.2, pentru cadrul simplu din care avem ω = 1,8, rezultă ω_p = 1,5, atunci când peretele structural depășește nivelul șase.

Regulile pentru stabilirea coeficienților dinamici de amplificare pentru momentele sistemelor duale cu pereți de înălțime limitată sunt reprezentate în fig. 6.22,*b*.

Etapa 11. Determinarea armăturii verticale a stâlpilor

Vezi 4.10, Etapa 15.

Etapa 12. Determinarea armăturii transversale a stâlpilor

Vezi 4.10, Etapa 16.

Etapa 13. Proiectarea nodurilor de cadru

Proiectarea nodurilor de cadru se face conform regulilor din 4.7, respectiv Etapa 17.

Etapa 14. Determinarea forțelor axiale și a momentelor de calcul la baza pereților structurali

Forțele axiale de calcul din pereții structurali se determină pentru combinațiile corespunzătoare ale acțiunilor din încărcările gravitaționale și forțele seismice.

În exemplul din fig. 6.2 s-a considerat tacit că forțele orizontale care acționează asupra clădirii nu generează forțe axiale în pereții structurali. În acest caz, forțele axiale de calcul sunt, de regulă, următoarele:

$P_u = 0{,}9P_D$: forța axială minimă de calcul

$P_u = P_D + 1{,}3P_L$: forța axială maximă de calcul.

În general, pentru dimensionarea armăturii verticale a peretelui structural devine hotărâtoare prima condiție, împreună cu momentele de calcul datorate acțiunilor seismice.

Atunci când pereții sunt legați de stâlpi prin grinzi rigide, cum ar fi cazul din fig. 6.6,*a*, din calculul elastic (Etapa 2) în pereți obținem forțe axiale datorate forțelor seismice echivalente. Același lucru este valabil atunci când, la transmiterea forțelor

orizontale, în locul pereților structurali plini interacționează pereți structurali cuplați (v. 5.5) și cadre. Forțele axiale de calcul vor fi stabilite în astfel de cazuri conform 5.5, Etapa 8.

Etapa 15. Calculul la încovoiere a secțiunii de la baza pereților structurali

Armătura verticală necesară la baza fiecărui perete structural va fi stabilită pe baza combinației celei mai defavorabile de momente încovoietoare și forță axială. La aceasta, indiferent de mărimea efortului din forța axială, poate fi folosit un coeficient de reducere a rezistenței de $\Phi = 0{,}9$.

În vederea stabilirii suprarezistenței la încovoiere trebuie determinată dispunerea exactă a barelor de armătură în fiecare perete.

Etapa 16. Determinarea suprarezistenței la încovoiere a pereților structurali

În ipoteza $P_{o,E} = 0$ poate fi determinată numai suprarezistența la încovoiere cu forța axială datorată încărcării de durată. Dacă unul dintre pereți este legat rigid cu un cadru (ca, de exemplu, în fig. 6.6,*a*), P_D va trebui combinat cu forța axială $P_{o,E}$ (v. 5.5, Etapa 11).

Etapa 17. Determinarea coeficienților de suprarezistență a pereților

Coeficientul de suprarezistență $\Phi_{o,w}$, ca raport al suprarezistenței la încovoiere M_o a peretelui corespunzător armăturii prevăzute la momentul încovoietor M_E dat de forțele seismice echivalente conform ecuației (5.31), va fi stabilit pentru baza fiecărui perete. Semnificația și utilizarea acestui coeficient sunt descrise în 5.4.3,a.

Etapa 18. Determinarea raportului de forfecare al pereților

Raportul de forfecare al pereților η_v al unui sistem dual este raportul între suma forțelor tăietoare datorate forțelor seismice echivalente la capătul inferior al tuturor pereților structurali $V_{w,E}$ și forța seismică echivalentă totală pentru sistem $F_{tot} = V_{E,tot}$:

$$\eta_v = \frac{\sum V_{w,E}}{V_{E,tot}} \tag{6.8}$$

Din fig. 6.3,*b* reiese că acest raport scade rapid cu înălțimea și ar putea deveni chiar negativ în nivelurile superioare. Din acest motiv, parametrul η_v reprezintă o mărime semnificativă pentru indicarea mărimii forței seismice echivalente, preluate de pereții structurali, numai la baza sistemului (v. 6.2.1).

Etapa 19. Determinarea forțelor tăietoare de calcul în pereții structurali

La baza peretelui forța tăietoare de calcul se determină pentru fiecare perete conform următoarei ecuații:

$$V_{w,Fuss} = \omega_v^* \Phi_{o,w} V_{w,E} \tag{6.9}$$

$$\omega_v^* = 1 + (\omega_v - 1)\eta_v, \tag{6.10}$$

în care ω_v este coeficientul de amplificare dinamică aplicat, în sistemele simple, realizate numai cu pereți structurali, pentru forța tăietoare din pereți, conform ecuațiilor (5.34) și (5.35).

Procedeul de dimensionare a pereților din sistemele duale este, astfel, foarte asemănător cu procedeul în două etape, prezentat în subcapitolul 5.4.3 utilizat în sistemele realizate numai cu pereți structurali.

La sistemele simple numai cu pereți structurali, se amplifică întâi forța tăietoare datorată forțelor statice seismice echivalente cu valoarea corespunzătoare formării articulației plastice cu suprarezistență la baza peretelui. În acest scop, se utilizează coeficientul de suprarezistență $\Phi_{o,w}$. Apoi se ia în considerație amplificarea forței tăietoare datorită solicitării dinamice a sistemului. În timpul dezvoltării articulației plastice de la baza peretelui, prin contribuțiile formelor proprii mai înalte de oscilație, centrul de greutate al capacității de rezistență se poate afla mult mai jos decât la calculul cu forțele seismice echivalente orizontale (fig. 5.43). Contribuția formelor proprii superioare de oscilație crește cu numărul de etaje. Prin coeficientul de amplificare dinamică pentru forțele tăietoare din pereții structurali, ω_v conform ecuațiilor (5.34) și (5.35), este luat în considerație acest efect.

A fost dovedit [G9] că, în cazul sistemelor duale, la excitația seismică forța tăietoare din pereții structurali crește odată cu creșterea contribuției acestora la transmiterea forțelor seismice. Această contribuție poate fi cuantificată prin raportul mediu de forfecare a pereților η_v din Etapa 18. Pentru $\eta_v < 1$, valoarea coeficientului de amplificare dinamică ω_v^* este, conform ecuației (6.10), între 1 și ω_v.

La utilizarea oțelului de armătură HD (limita de curgere f_y=380 N/mm^2) pentru armătura verticală a unui sistem cu 12 niveluri rezultă cu $\Phi_{o,w} \approx 1{,}6$, $\Phi = 1{,}0$, $\omega_v = 1{,}7$, $\eta_v = 0{,}6$ și $\omega_v^* = 1{,}42$ rezistența necesară la lunecare a unui perete structural dimensionat numai pentru forțele seismice echivalente și nu prin proiectarea capacității de rezistență cu $\Phi = 0{,}85$ [X3] $V_w = V_E/0{,}85 = 1{,}18\,V_E$.

Ecuația (6.9) cere de asemenea o rezistență relativ mare la lunecare. Totuși, din studii de caz [G4] au rezultat adesea forțe tăietoare cu până la 30 % mai mari decât valorile din ecuația (6.9). Din toate etapele de calcul propuse aici, reiese că estimarea forțelor tăietoare de calcul a fost cea mai puțin satisfăcătoare. Unele probleme rezultate de aici vor fi analizate mai amănunțit în subcapitolul 6.4.4.

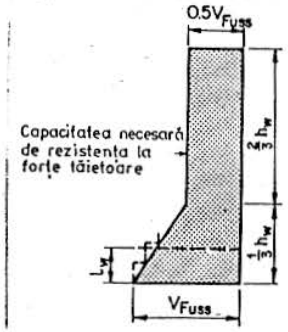


Fig. 6.24. Variația rezistenței necesare la lunecare pentru pereții structurali din sistemele duale (înălțimea unei trepte corespunde cu înălțimea unui etaj).

Deasupra bazei peretelui, rezistența la lunecare din pereții structurali trebuie să corespundă cel puțin diagramei de valori limită reprezentate în fig. 6.24. După cum arată fig. 6.3,*b*, forța tăietoare obținută prin calculul elastic poate fi, *în jumătatea superioară a înălțimii peretelui*, destul de mică. În timpul solicitărilor dinamice de mare intensitate apar și la această înălțime forțe tăietoare simțitor mai mari. O amplificare liniară a forțelor determinate static ar implica o evaluare total inadecvată a forțelor tăietoare dinamice apărute în etajele superioare [B15]. Din acest motiv, pe baza studiilor de caz, a fost stabilită variația rezistenței necesare la lunecare, reprezentată în fig. 6.24, care se bazează pe valoarea determinată în Etapa 19 la baza peretelui.

În fig. 6.25 sunt comparate câteva rezultate ale analizei dinamice a unei clădiri cu 12 niveluri cu rezistența necesară la lunecare conform fig. 6.24. Rezultă că la cutremurul de la El Centro, diagrama valorilor limită oferă în cazul pereților structurali relativ zvelți cu $\eta_v \leq 0{,}57$, valori satisfăcătoare. În cazul peretelui cu lățimea de 7 m

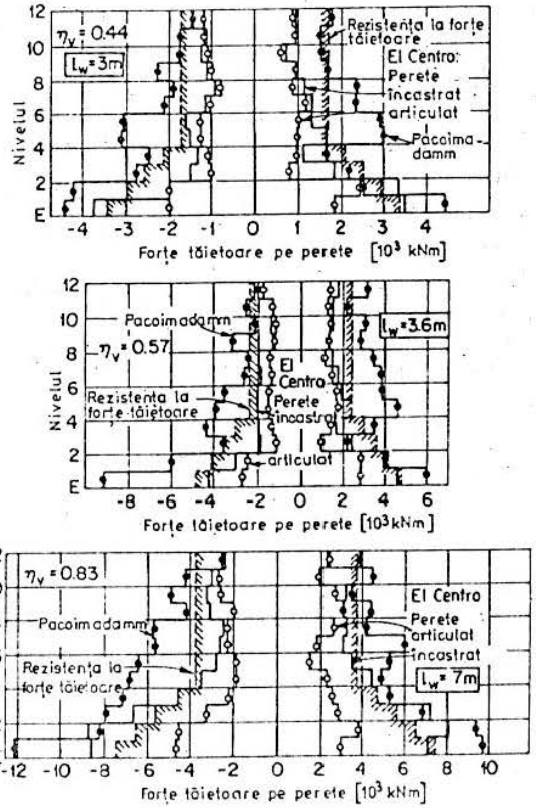


Fig. 6.25. Compararea forțelor tăietoare calculate dinamic cu capacitățile de rezistență ale pereților pentru sisteme duale.

(η_v=0,83) forțele tăietoare dinamice sunt mai mari decât rezistența necesară la lunecare. După cum era de așteptat, în cazul pereților articulați, din calculul dinamic au rezultat forțe tăietoare mai mici, în special la o lățime l_w mai mare a peretelui. Forțele tăietoare, calculate pentru excitația de la Pacoimadamm, sunt în totalitate superioare valorilor propuse [în acest context trebuie subliniat încă o dată că partea de lunecare ce revine peretelui η_v conform ecuației (6.8) a fost definită numai pentru pereții încastrați la bază].

Etapa 20. Calculul pereților la eforturi principale în articulația plastică

Pentru calculul pereților la eforturile înclinate de compresiune și întindere se va proceda conform subcapitolului 5.5, Etapa 14.

Calculul la compresiune oblică devine adesea hotărâtor pentru stabilirea grosimii peretelui în zona articulației plastice. Pe baza forței tăietoare conform ecuației (6.9) și a limitărilor efortului maxim de lunecare conform ecuației (5.38), la baza peretelui poate deveni necesară o grosime mai mare decât cea considerată inițial.

Etapa 21: Calculul pereților structurali la lunecarea în rost

Pentru calculul pereților structurali de toate tipurile, la lunecarea în rost se folosește ecuația (3.46). Pentru pereții structurali scurți vor fi îndeplinite în plus condițiile prezentate la 5.6.5.

Etapa 22. Stabilirea armăturii de confinare și stabilizare în articulația plastică a pereților structurali

Pentru lungimea aleasă pentru articulația plastică, deasupra secțiunii de încastrare, va fi prevăzută o armare suficientă pentru confinarea betonului în zona supusă la compresiune și pentru stabilizarea barelor verticale. Aceste măsuri, pentru asigurarea ductilității, sunt aceleași cu cele descrise pentru pereții structurali în subcapitolele 5.4.2,e și f.

Etapa 23. Întreruperea armăturii verticale în pereții structurali

Armătura verticală din pereți va fi întreruptă conform diagramei capacității necesare de rezistență la încovoiere, reprezentată în fig. 6.26. Variația acesteia din etajele superioare este ceva mai prudentă decât cea pentru pereții structurali, conform fig. 5.41. Ea poate fi construită ușor pe baza diagramei de momente datorate forțelor seismice echivalente, stabilite în calculul elastic din Etapa 2, conform fig. 6.26. La aceasta este important ca diagrama momentelor să reprezinte rezistența reală la încovoiere, calculată pe baza rezistenței de calcul a materialelor în secțiunea de încastrare a peretelui și nu momentul datorat forțelor seismice echivalente din această secțiune. Întrucât diagrama corespunde rezistenței necesare la încovoiere, barele de armătură vor fi continuate cel puțin cu lungimea de ancorare. Raționamentul pe care se bazează stabilirea acestei variații este prezentat în subcapitolul 5.4.2,i.

În fig. 6.27 sunt comparate momentele încovoietoare maxime la cutremurul de la El Centro (1940) și de la Pacoimadamm (1971) cu rezistența medie probabilă la încovoiere din calculul conform fig. 6.26. În acest scop au fost studiate două clădiri cu 12 niveluri, cu secțiunea în plan reprezentată în fig. 6.2, cu pereții structurali de 3 și 7 m lățime. Ambele structuri au fost dimensionate conform metodei proiectării capacității de rezistență. Pentru cutremurul de la El Centro, rezistența la încovoiere

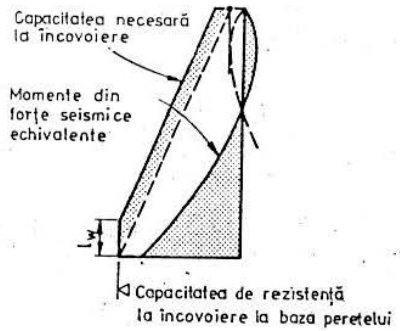


Fig. 6.26. Diagrama de momente pentru dimensionarea pereților structurali în sisteme duale.

prezintă, în special în etajele inferioare, anumite rezerve. În anumite momente ale excitației extreme (și nerealiste) de la Pacoimadamm, în majoritatea etajelor a fost atinsă rezistența la încovoiere. Calculul a arătat, de asemenea, că ductilitățile necesare de curbură erau, în etajele superioare, foarte mici, chiar la această excitație extremă. Pentru studierea influenței rotirii fundațiilor, prezentată în subcapitolul 6.2.3, aceleași sisteme cu pereții structurali articulați au fost supuse de asemenea la cutremurul de la El Centro. Din fig. 6.27 reiese că eforturile de încovoiere din etajele superioare sunt foarte asemănătoare cu cele din cazul sistemelor cu pereții încastrați rigid.

Etapa 24. Calculul la lunecare și stabilirea armăturii de stabilizare în secțiunile de deasupra articulației plastice din pereți

Pe baza rezistenței necesare la lunecare conform fig. 6.24 poate fi stabilit procentul de armare orizontală necesar în orice secțiune de pe înălțmea peretelui. Se va acorda atenție contribuției diferite a betonului la rezistența la lunecare pentru zonele articulațiilor plastice și pentru zonele care rămân elastice (v. 5.4.3,b). În timp ce, în zona plastică, zonă ce se poate întinde pe o înălțime l_w deasupra secțiunii de încastrare (v. fig. 6.26), cea mai mare parte a forței tăietoare V_w trebuie preluată prin armătura transversală, în zona elastică betonul poate prelua o cantitate importantă din forță.

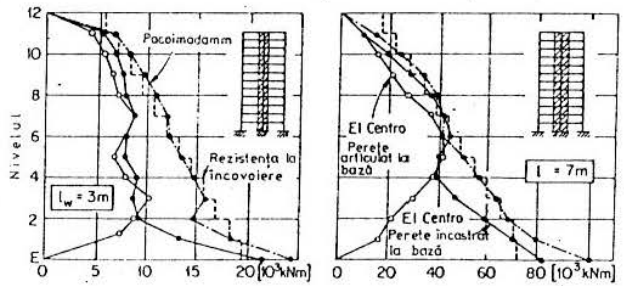


Fig. 6.27. Compararea momentelor încovoietoare calculate dinamic cu capacitățile de rezistență ale peretilor sistemelor duale.

Pentru stabilirea armăturii de stabilizare pe înălțimea peretelui deasupra articulației plastice, v. Etapa 18, subcapitolul 5.5.

6.4. Probleme speciale de modelare și calcul

Procedeele de calcul descrise în paragrafele anterioare și discutarea comportării sistemelor duale se limitează la sistemele simple și regulate. Formele variate de combinare a cadrelor cu pereții structurali, utilizate în construcțiile reale necesită, ca și celelalte probleme de proiectare din practica inginerească, în special la modelare, un grad înalt de cunoștințe profesionale care să permită o aplicare adecvată a principiilor descrise. Procedeul descris în etapele de calcul de mai sus trebuie de asemenea adaptat. În continuare vor fi analizate unele cazuri speciale și vor fi date sugestii privind rezolvarea acestora cu adaptarea necesară a metodei de bază.

6.4.1. Sistem structural foarte neregulat supus la forțe orizontale

Este recunoscut faptul că, o dată cu accentuarea abaterilor de la uniformitate și simetrie, comportarea structurilor la solicitări seismice poate fi estimată cu un grad tot mai scăzut de încredere. Exemple de neregularitate sunt modificările importante ale dimensiunilor pereților pe înălțime, pereții terminați la înălțimi diferite sau porțiunile retrase ale clădirii. Pereții structurali dispuși asimetric în clădire conduc la excentricități mari ale aplicării forțelor orizontale în raport cu centrul de rigiditate (centrul de lunecare, centrul de rotație) al sistemului structural.

6.4.2. Efectele de torsiune

Majoritatea normelor au prevederi simple și practice pentru tratarea efectelor de torsiune. Ca parametru esențial pentru definirea efectului de torsiune se utilizează, de regulă, excentricitatea statică în plan, adică distanța dintre centrul de masă al porțiunii de clădire aflate deasupra etajului considerat și centrul de rigiditate al sistemului în etajul considerat (v. 2.3.1,b, 4.2.5,h și 5.3.2,b). Într-o clădire relativ regulată, excentricitatea nu se modifică considerabil de la etaj la etaj. Incertitudinile referitoare la excentricitatea statică sunt luate, în unele norme, prin considerarea unei excentricități suplimentare. Excentricitățile, înmulțite de obicei cu coeficienții de amplificare pentru oscilația de torsiune (v. 2.3.1,b), generează eforturi mai mari, în special în elementele structurale care se găsesc la o distanță mai mare de centrul de rigiditate. Întrucât, în ambele direcții principale, trebuie să se țină cont atât de excentricitățile maxime cât și de cele minime, sistemul structural dimensionat în acest fel, comparat cu același sistem lipsit de efectele de torsiune, va prezenta, pe lângă un grad mai ridicat de rezistență la torsiune, și o rezistență mai mare la forfecare.

S-a subliniat deja că, în sistemele duale, contribuția pereților structurali la efortul capabil orizontal se modifică drastic pe înălțime. Exemple în acest sens sunt date în fig. 6.3. Din acest motiv, centrul de rigiditate al sistemelor nesimetrice se poate deplasa considerabil de la etaj la etaj.

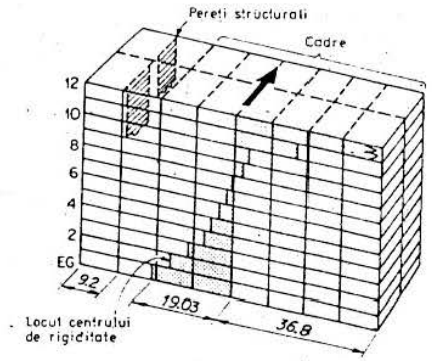


Fig. 6.28. Variația excenticității într-un sistem dual, asimetric, cu 12 etaje.

Pentru a ilustra modificarea excentricității pe înălțime, vom porni de la sistemul reprezentat în fig. 6.2,*a*. Din cauza simetriei, aici nu se produce o deplasare a centrului de rigiditate pe înălțime. Să înlocuim apoi peretele structural din stânga cu doi pereți cu lățime de câte 6 m în același plan, la 9,2 m distanță de capătul din stânga al clădirii, iar peretele structural din dreapta cu un cadru standard (v. fig. 6.28). La aceleași deplasări laterale cu cele preluate de cadrul de la parter, cei doi pereți structurali preiau 75 % din forța tăietoare totală (v. fig. 6.3,*b*). Centrul de rigiditate se află acum la o distanță de 19,03 m de centrul de greutate al clădirii. La etajul opt, cei doi pereți structurali preiau numai 12 % din forța tăietoare de etaj, adică aproximativ tot atât cât ar prelua un cadru. La această înălțime, excentricitatea este neglijabilă. După cum arată fig. 6.28, pe înălțimea sistemului se vor modifica foarte puternic atât valoarea cât și direcția excentricității calculate static. Efectele de torsiune asupra stâlpilor și pereților structurali ai acestui sistem depind în primul rând de rezistența totală (generală) la torsiune a sistemului, inclusiv cadrul de fațadă de pe laturile lungi ale clădirii.

6.4.3. Flexibilitatea diafragmelor orizontale

În majoritatea clădirilor, deformațiile planșeelor datorate solicitării lor ca diafragme este neglijabilă. Dacă pereții structurali preiau în clădirile lungi și înguste cea mai mare parte a forțelor seismice, poate deveni necesară verificarea influenței deformării planșeelor asupra distribuției forțelor pe cadre și pereți structurali.

Fig. 6.29 prezintă secțiunea în plan a unei clădiri cu trei poziții diferite ale aceloraşi pereți structurali. Clădirea este asemănătoare cu cea din fig. 6.2,*a* și se consideră că aportul pereților structurali la efortul capabil pentru forțele orizontale este aceeași în toate cele trei cazuri. Deformațiile diafragmei orizontale legate de descărcarea forțelor orizontale sunt reprezentate în figură prin linii punctate și aproximativ la scară în comparație unele cu altele. Aceste deformații sunt în cazul din fig. 6.29,*a* neglijabile în comparație cu celelalte două cazuri.

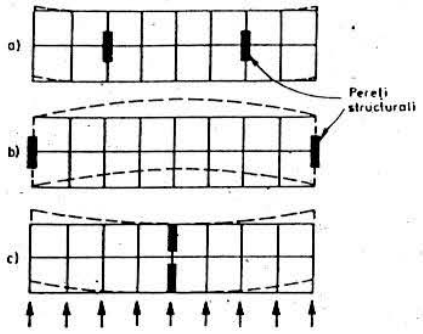


Fig. 6.29. Deformațiile șaibei orizontale.

Pentru a răspunde la întrebarea dacă astfel de deformații sunt semnificative, trebuie considerate următoarele aspecte:

1. În cazul unei comportări elastice, prin neglijarea deformațiilor planșeelor partea de forță ce revine cadrelor din fig. 6.29,*b* și *c* este mult subevaluată. Deformațiile planșeelor trebuie comparate cu deplasările relative de etaj din calculele elastice, chiar dacă aceasta se face pe baza unor aproximări grosiere. O diafragmă orizontală (planșeu) ar trebui considerată elastică dacă deformația maximă în planul ei este mai mare decât dublul deplasării medii relative a etajelor învecinate [X4].
2. În sistemele ductile se așteaptă, la cutremurele de mare intensitate, deformații inelastice mari. Cu cât deformațiile sunt mai mari, cu atât importanța deplasărilor diferite ale cadrelor rezultate din deformațiile elastice ale planșeelor este mai mică.
3. Cum arată fig. 6.3,*b*, contribuția pereților la efortul capabil orizontal al sistemelor duale scade cu înălțimea deasupra secțiunii de încastrare. Din acest motiv, forțele din etajele superioare vor fi împărțite egal între cadrele asemănătoare. Solicitarea diafragmelor orizontale la încovoiere și forfecare este, astfel, mult redusă, iar deformațiile planșeelor din etajele superioare scad în mod corespunzător.
4. Se așteaptă ca forțele de inerție orizontale generate de accelerație să crească cu distanța de la baza peretelui, în timp ce, cum se vede, solicitările diafragmelor orizontale se micșorează datorită reducerii contribuției pereților structurali. De aici se poate concluziona că deformabilitatea diafragmelor din sistemele duale, conform fig. 6.2, are o importanță mai mică decât în sistemele în care rezistența la forțele orizontale este asigurată în întregime de pereții structurali.

6.4.4. Rezistența necesară la lunecare a pereților structurali

Un număr de studii de caz pe sisteme de tipul celui prezentat în fig. 6.2 cu pereți structurali cu lățimea de 3 și 8 m au arătat că sistemele calculate conform subcapitolului 6.3 prezintă următoarele caracteristici:

1. Deformațiile inelastice la cutremurul de la El Centro se încadrează în valorile limită, indicate de majoritatea normelor. Deplasările relative de nivel nu depășesc în nici unul din cazuri 1 %.
2. În stâlpii etajelor superioare nu se formează articulații plastice.
3. La forțele tăietoare calculate, cedarea stâlpilor poate fi prevenită fără a fi necesar un procent excesiv de armare transversală.
4. Ductilitățile de curbură, necesare la baza pereților și stâlpilor, rămân suficiente și au valori mult inferioare celor constate pe elementele corespunzătoare încercate în laborator.
5. Forțele tăietoare din pereți, la înălțimea etajelor superioare sunt acoperite în mod suficient de rezistența la lunecare recomandată de diagrama trasată în fig. 6.24. Forțele tăietoare dinamice maxime la baza sistemului depășesc, totuși, forțele tăietoare de calcul (fig. 6.25).

Ultima constatare a provocat îngrijorare și a fost ulterior studiată mai atent [G4]. A fost studiată, mai întâi, variația în timp a forțelor tăietoare și momentelor maxime la baza pereților structurali la cutremurul de la El Centro. În acest scop, eforturile secționale au fost stabilite în intervale de timp de 0,1 s la o durată de solicitare de 10 s. Fig. 6.30 prezintă frecvența de apariție a celor mai mari forțe tăietoare, momente

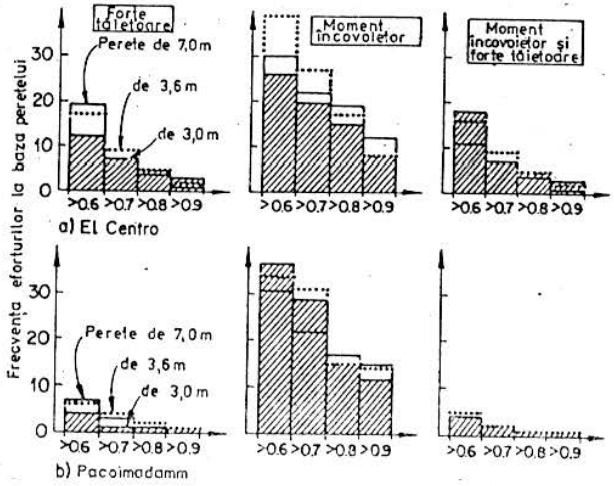


Fig. 6.30. Frecvența de apariție a momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare mari calculate dinamic la baza pereților structurali ai unui sistem dual.

încovoietoare și combinații simultane ale acestora. Este vorba de valorile normate ale solicitărilor maxime atinse în decursul celor 10 s și reprezentate în fig. 6.25. De exemplu, reiese că forța tăietoare la baza peretelui cu lățimea de 7 m crește de 19 ori peste 60 % din valoarea maximă. La peretele de 3 m lățime, 90 % din forța tăietoare maximă a fost depășită de trei ori, iar la cel de 3,6 mm, 90 % din momentul maxim au fost depășite de două ori.

După cum este de așteptat, astfel de distribuții de frecvență sunt puternic dependente de caracteristicile funcției de excitație. Fig. 6.30 prezintă, pentru excitația de intensitate extrem de mare de la Pacoimadamm, un aspect cu totul diferit. În timp ce momentele încovoietoare normate au o frecvență comparabilă, apariția forțelor tăietoare mari, respectiv manifestarea simultană a unor forțe tăietoare și momente încovoietoare mari este mult mai rară. O micșorare a pasului de timp sub 0,1 s nu a permis obținerea unor rezultate relevante.

În fig. 6.31 sunt prezentate alte rezultate semnificative. Aici, durata totală, în timpul căreia a fost depășită forța tăietoare maximă, constatată în timpul celor 10 secunde, este reprezentată pentru cele două cutremure. Rezultatele sunt relativ încurajatoare. Comparația cu fig. 6.30 arată că, în timpul cutremurului de la El Centro, în cazul peretelui de 3 m, 90 % din forța tăietoare maximă a fost depășită de 3 ori, și anume, pe o durată de numai 0,12 s. La peretele de 7 m lățime, durata calculată a celor 19 depășiri a 60 % din valoarea maximă a forțelor tăietoare totalizează numai 0,26 s. Forța tăietoare a acestui perete depășește numai pe o durată de 0,02 s 90 % din valoarea maximă.

Cu toate că prevenirea unei cedări prin lunecare este de cea mai mare importanță la proiectarea antiseismică, în urma acestui studiu [G4] poate fi acceptată o a doua depășire a forței tăietoare de calcul (v. 5, sus) din următoarele motive:

1. Forțele tăietoare maxime calculate sunt de foarte scurtă durată. Cu toate că nu dispunem de încercări experimentale la această problemă, nu este de presupus că, în timpul unui cutremur real, cedarea la lunecare se poate produce într-un interval de câteva sutimi de secundă.

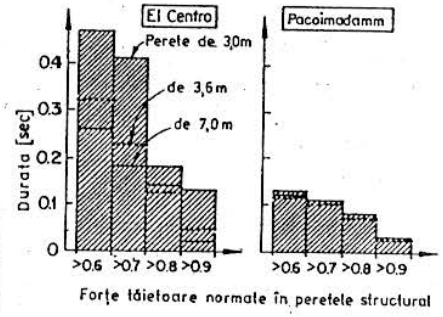


Fig. 6.31. Durata de manifestare a forțelor tăietoare maxime calculate dinamic la baza pereților structurali ai unui sistem dual.

2. Forţele tăietoare stabilite analitic sunt în mare măsură dependente de modelul de calcul utilizat. Acestea au anumite limite, în special în ceea ce priveşte luarea în consideraţie a fisurilor oblice pe ambele direcţii şi a influenţei curgerii datorate încovoierii asupra comportării la fisurarea înclinată.
3. Rezistenţa medie probabilă la lunecare a unui perete structural ce poate fi mobilizată în timpul unui cutremur de intensitate extremă este mai mare decât valoarea utilizată la dimensionare conform ecuaţiei (6.9), determinată cu rezistenţa de calcul.
4. Datorită vitezelor mari de deformare din timpul impulsurilor scurte de efort, este de aşteptat o anumită mărire a rezistenţei la lunecare.
5. Anumite deformaţii de lunecare din timpul numărului foarte redus de faze cu forţă tăietoare maximă pot fi considerate ca admisibile.
6. Studiile au arătat că pereţii structurali şi stâlpii cadrelor nu sunt supuşi simultan la forţe tăietoare maxime. Din acest motiv nu ar trebui să apară pericolul unei cedări prin lunecare a întregului sistem structural.
7. Conform calculelor, apariţia simultană a forţei tăietoare maxime şi a momentului încovoietor maxim în timpul unui cutremur are aproximativ aceeaşi frecvenţă cu cea a forţei tăietoare maxime, adică la forţa tăietoare maximă este de obicei şi momentul încovoietor maxim. Recomandările de proiectare la lunecare din subcapitolul 5.4.3,b au fost bazate pe această constatare. Recomandările asigură de asemenea că grosimea peretelui este suficient de mare pentru ca eforturile unitare de lunecare să rămână suficient de mici, chiar în cazul unor asemenea vârfuri de efort [v. ecuaţia (5.33)].

6.4.5. Contribuţia pereţilor structurali la rezistenţa seismică a sistemelor duale

După cum era de aşteptat, studiile dinamice privind comportarea seismică a sistemelor duale au arătat că pereţii structurali reduc simţitor solicitarea stâlpilor prin momente încovoietoare. Această se bazează, în primul rând, pe faptul că formele proprii de oscilaţie ale pereţilor structurali relativ rigizi împiedică apariţia unor deformaţii extreme în stâlpii mult mai elastici. De aceea, creşterile momentelor încovoietoare datorate formelor proprii mai înalte din stâlpi, deasupra sau dedesubtul grinzilor sunt mult mai mici decât cele reprezentate pentru cazul cadrelor ductile în fig. 4.21. Acest fapt a fost luat în consideraţie prin introducerea unui coeficient mai mic de amplificare dinamică pentru momentele ω=1,2 în etajele intermediare, după cum s-a arătat în subcapitolul 6.3, Etapa 10 şi fig. 6.22.

Contribuţia tuturor pereţilor structurali la efortul capabil orizontal este luată în consideraţie prin raportul de lunecare a pereţilor η_v, conform 6.3, Etapa 18. Valoarea minimă adoptată în exemple a fost, pentru peretele de 3 m lăţime, de η_v=0,44.

Se pune acum problema dacă valoarea minimă pentru raportul de lunecare a pereţilor mai poate fi aplicată în procedeul de calcul descris în subcapitolul 6.3. La scăderea valorii lui η_v, cadrelor le revine o parte tot mai mare a forţelor şi, prin urmare,

acestea vor trebui să se apropie tot mai mult de valorile corespunzătoare cadrelor simple din capitolul 4. La o valoare suficient de mică a lui η_v, sub 0,1, contribuţia pereţilor poate fi neglijată în calcul. În acest caz, pereţii structurali pot fi consideraţi elemente secundare, care trebuie să urmeze deplasările impuse de cadre fără a fi suprasolicitate. Nu s-a stabilit o valoare minimă pentru η_v. Putem considera însă că η_v ar corespunde acestui caz.

Pentru sistemele duale cu $0,1 < \eta_v \leq 0,33$ interpolarea lineară între valorile η_v, ω_c, ω_v^* şi R_m pentru sistemele structurale duale ductile şi valorile corespunzătoare pentru cadrele ductile pare astfel satisfăcută.

7

STRUCTURI CU DUCTILITATE LIMITATĂ

7.1. Introducere

În capitolele 4 - 6 au fost discutate principiile de calcul al sistemelor structurale complet ductile. La anumite sisteme structurale, acțiunea seismică nu cere, totuși, o ductilitate deosebit de înaltă (v. fig. 7.1). Acest fapt este luat în considerație și la clasificarea sistemelor structurale după clase de ductilitate (v. 2.2.7,b). Pentru structurile cu ductilitate limitată, cerințele mari privind alcătuirea constructivă a articulațiilor plastice potențiale pot fi reduse. O structură poate fi calculată cu o ductilitate limitată din diferite motive:

1. Unele structuri prezintă aprioric o rezistență importantă la forțele orizontale, mult superioară celei care ar fi necesară la o comportare complet ductilă (v. fig. 7.1,*b*). Din acest motiv, sub acțiunea cutremurului de proiectare, astfel de sisteme structurale ar necesita numai o ductilitate relativ redusă. Un exemplu tipic îl reprezintă clădirea din fig. 7.1,*c*, în cazul căreia dimensionarea cadrelor este decisă de forțele gravitaționale și nu de acțiunile seismice. Câteva din problemele cele mai importante privind cadrele în care predomină forțele gravitaționale sunt descrise în subcapitolul 4.8. La o reducere cuantificabilă a cerințelor de ductilitate pot fi reduse și cerințele privind alcătuirea constructivă.
2. În cazurile în care alcătuirea constructivă corespunzătoare ductilității complete implică dificultăți sau costuri suplimentare ridicate, poate fi preferabil a considera forțe seismice echivalente mai mari cu reducerea corespunzătoare a cerințelor de ductilitate. Anumite economii pot fi obținute și prin simplificarea generală a alcătuirii constructive pentru o ductilitate limitată (fig. 7.1,*a*).
3. Adesea sistemele structurale, mai ales cele de înălțime medie, nu pot fi clasificate univoc în tipurile discutate în capitolele 4 - 6 (fig. 7.1,*c*). Din acest motiv și comportarea lor la acțiuni seismice poate fi analizată numai cu aproximație. În astfel de cazuri, soluția optimă va fi proiectarea la forțe seismice echivalente mărite cu cerințe reduse privind ductilitatea, fără a implica cheltuieli suplimentare mari. În acest mod pot fi evitate și incertitudinile legate de comportarea la acțiuni seismice a sistemelor cu forme relativ neadecvate.
4. În anumite cazuri, în special la clădirile înalte (fig. 7.1,*e*), acțiunea vântului poate deveni hotărâtoare pentru capacitatea necesară de rezistență, care să asigure comportarea elastică a clădirii. Chiar în cazul în care, pentru astfel de clădiri, o ductilitate mare poate fi asigurată simplu în anumite condiții, ea nu este necesară pentru cutremurele așteptate. Din acest motiv, o alcătuire constructivă a articulațiilor plastice corespunzătoare unei ductilități limitate poate fi suficientă.
5. Condiții asemănătoare cu cele ale construcțiilor la care acțiunile hotărâtoare sunt cele din vânt pot fi întâlnite atunci când asigurarea exploatării unei construcții impune cerințe mari, deci atunci când trebuie luat în considerație un cutremur de exploatare relativ puternic în comparație cu cel de siguranță. În astfel de cazuri, capacitatea relativ înaltă de rezistență cerută de cutremurul de exploatare poate permite o reducere a ductilității necesare și, în consecință, o alcătuire constructivă a zonelor plastice potențiale pentru o ductilitate limitată.

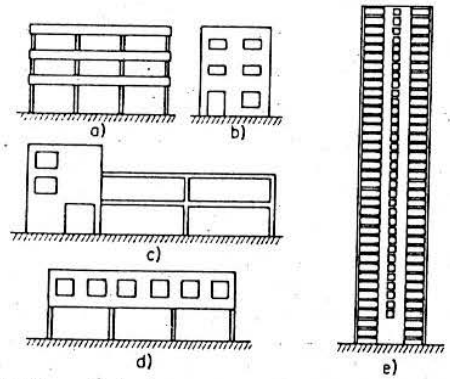


Fig. 7.1. Exemple de sisteme structurale cu ductilitate limitată.

Sistemele structurale cu ductilitate limitată prezintă, sub acțiunile seismice, o comportare mixtă între cea elastică și cea a sistemelor ductile. Din păcate, până la ora actuală, cercetările necesare pentru stabilirea parametrilor hotărâtori și a cerințelor reduse privind alcătuirea constructivă a sistemelor structurale cu ductilitate limitată sunt insuficiente. Este însă evident că astfel de sisteme structurale pot satisface cerințele, cu condiția de a fi alcătuite și executate în mod corespunzător.

Scopul acestui capitol este de a stabili principiile de calcul pentru structurile cu ductilitate limitată, care să fie pe de o parte suficient de prudente iar, pe de altă parte, să conducă la soluții avantajoase din punct de vedere economic. Principiile pot fi utilizate, de asemenea, la evaluarea potențialului de ductilitate și, de aici, a comportării seismice a structurilor existente care nu au fost proiectate cu o ductilitate completă.

În principiu, ar fi posibil să se utilizeze, pentru sistemele structurale cu o ductilitate limitată, o metodă de calcul asemănătoare cu cea folosită pentru acțiunile de altă natură decât cele seismice. Însă, pentru realizarea unei ierarhii raționale (logice) a eforturilor capabile în întregul mecanism de disipare a energiei, trebuie să se opereze cu coeficienți de reducere a rezistenței complet diferiți. [A6]. Rezultatul ar fi, totuși, în unele cazuri îndoielnic.

Dacă cunoaştem însă modul de aplicare a metodei proiectării capacităţii de rezistenţă la dimensionarea sistemelor structurale ductile, pare mai raţional şi mai simplu să aplicăm aceeaşi metodă (chiar şi într-o formă mult simplificată) şi la proiectarea structurilor cu ductilitate limitată. Din acest motiv am ales acest procedeu şi pentru structurile cu ductilitate limitată, analizate în acest capitol.

7.2. Procedeul de calcul

Calculul structurilor cu ductilitate limitată se bazează pe următoarele principii:

1. Ductilitatea capabilă sau necesară a structurii va fi estimată pe baza caracteristicilor ei specifice, aşa cum rezultă din predimensionare, din studiul comportării elementelor structurale principale, respectiv pe baza calculului dinamic. Un efort substanţial în această direcţie este, însă, de puţine ori justificat. Se recomandă să ne bazăm mai curând pe experienţă, pe raţionamente inginereşti logice, pe recomandările normativelor [X7, X10, X11] şi pe indicaţii generale, de felul celor prezentate în fig. 7.1.

2. Pe baza factorului de ductilitate de deplasare μ_Δ, ales pentru calcul ca având o valoare limitată (mai mică decât valorile curente), putem calcula uşor forţa seismică statică echivalentă, conform capitolului 2.

3. Valorile de calcul ale eforturilor secţionale se determină din combinaţiile valorilor de calcul ale acţiunilor, respectiv a forţelor gravitaţionale şi forţelor seismice echivalente (v. 1.3.3), acceptând o comportare elastică a structurii. În cazul structurilor neregulate, această etapă poate crea dificultăţi destul de mari în faza de modelare. Întrucât se contează numai pe o ductilitate limitată, redistribuirea eforturilor secţionale, care presupune o comportare inelastică a structurii, se admite numai în mică măsură. Ca regulă generală, reducerea momentelor încovoietoare maxime din grinzile cadrelor nu trebuie să depăşească următoarea valoare limită:

$$\Delta M = 7\mu_\Delta - 5 \le 30\ [\%] \qquad (7.1)$$

4. Dacă nu se contează pe comportarea perfect elastică a structurii ($\mu_\Delta > 1$), sunt de aşteptat articulaţii plastice similare cu cele din sistemele complet ductile. Zonele plastice potenţiale trebuie definite clar, pentru a putea asigura alcătuirea constructivă corespunzătoare ductilităţii limitate (sau chiar complete). Cu ajutorul diferitelor mecanisme de cedare se va verifica dacă zonele plastice potenţiale alese conduc la cerinţe locale relativ mari de ductilitate (v. fig. 4.16). În astfel de cazuri se va alege un alt mecanism de disipare a energiei sau se va reduce ductilitatea de calcul μ_Δ pentru întregul sistem structural, mărind în mod corespunzător forţa seismică echivalentă.

5. La fel ca şi pentru sistemele structurale cu ductilitate completă, principiul proiectării capacităţii de rezistenţă se aplică şi aici pentru ca acele părţi ale sistemului structural care trebuie să rămână elastice să fie protejate împotriva unor eforturi excesive provenite de la zonele învecinate de articulaţii plastice şi să se excludă o rupere casantă. Stabilirea eforturilor secţionale de dimensionare pentru elementele casante poate fi făcută cu reguli mult simplificate, conform celor ce urmează.

6. Anumite sisteme structurale sunt foarte neregulate şi necesită simplificări grosiere la modelare. În astfel de cazuri, practic neclasificabile, inginerul trebuie să se bazeze pe experienţa proprie. De exemplu, între un cadru cu grinzi înalte şi stâlpi cu lăţime mare şi un un perete structural cu goluri exită o trecere continuă. Mărimea golurilor determină existenţa unei comportări de tip cadru. Procedeul propus în continuare pentru structurile cu ductilitate limitată nu este, însă, foarte sensibil la inexactităţile de modelare.

   Probleme speciale de modelare apar la sistemele duale. Pentru transmiterea forţelor orizontale, în astfel de cazuri poate fi mai avantajos să se reducă sistemul real la un sistem echivalent. Prin neglijarea contribuţiei anumitor elemente structurale de la capacitatea de rezistenţă a sistemului la forţe orizontale, un sistem complex, greu de stăpânit, poate fi transformat într-unul simplu sau în mai multe sisteme simple cu ductilitate limitată. Elementele excluse vor fi tratate ca elemente secundare, care vor contribui numai la transmiterea forţelor gravitaţionale. Totuşi, zonele lor critice vor fi alcătuite constructiv pentru a dezvolta o ductilitate limitată, astfel încât preluarea forţelor gravitaţionale să fie asigurată şi sub deplasările globale controlate de sistemul primar. Fig. 7.1,*c* prezintă un exemplu de structură ce poate fi tratată adecvat prin acest procedeu.

7. Datorită cerinţelor reduse de ductilitate pot fi acceptate şi regulile mai puţin severe de alcătuire constructivă a articulaţiior plastice potenţiale. În paragrafele următoare ale capitolului de faţă sunt prezentate propuneri în acest sens. Având în vedere insuficienţa rezultatelor carcetărilor, aceste propuneri se bazează pe practica inginerească a autorilor şi, în special, pe interpolarea între comportarea elementelor ductile şi cea a elementelor obişnuite, lipsite de o alcătuire constructivă specială. Ele nu se bazează, deci, pe cercetări experimentale referitoare la comportarea elementelor cu ductilitate limitată.

7.3. Cadre cu ductilitate limitată

Acest capitol tratează dimesionarea elementelor cadrelor cu ductilitate limitată, adică a celor ce au un coeficient de ductilitate la deplasare μ_Δ aproximativ între 3 şi 4 (v. 2.2.7,b). Vom face referiri frecvente la paragrafele corespunzătoare ale capitolului 4, pentru a sublinia asemănările cu regulile din cazul cadrelor complet ductile ($\mu_\Delta \approx 6$) sau pentru a explica modul de adaptare a acestora. În subcapitolul 7.3.1 va fi tratată, mai întâi, dimensionarea grinzilor. Dimensionarea stâlpilor va fi prezentată în două paragrafe separate, corespunzătoare celor două tipuri diferite de comportare inelastică a cadrelor. În subcapitolul 7.3.2 va fi prezentat, pentru cadrele multietajate, mecanismul "grindă puternică – stâlp slab". Acesta este, în general, cazul cadrelor pentru care rezistenţa la forţe orizontale corespunde încărcărilor din vânt şi nu forţelor seismice

echivalente. Ulterior, în subcapitolul 7.3.3, va fi explicat procedeul de calcul fundamental diferit, pentru stâlpii participanți la "mecanismul de etaj". Acest mecanism este admis în cadrele cu un număr redus de niveluri, unde mecanismul "grindă puternică – stâlp slab" poate fi greu evitat sau este inevitabil. În sfârșit, în subcapitolul 7.3.4, este tratat calculul nodurilor cadrelor cu ductilitate limitată.

7.3.1. Grinzile

a) Grinzi ductile

În cazul cadrelor perfect ductile pot fi utilizate diagramele înfășurătoare ale momentelor încovoietoare, datorate combinației acțiunilor conform subcapitolului 1.3.3, pentru stabilirea poziției articulațiilor plastice potențiale (v. fig. 4.16). Întrucât este relativ simplu să se asigure o ductilitate suficientă a grinzilor, pot fi prevăzute și articulații plastice dispuse la o oarecare depărtare de stâlp care prezintă, din această cauză, cerințe de ductilitate ușor mărite (v. fig. 4.16). Această soluție se dovedește adesea utilă întrucât, în cadrele cu ductilitate limitată predomină în mod frecvent încărcările gravitaționale. Fig. 4.97,*d* arată că, în astfel de cazuri, poate fi dificil să se amplaseze o articulație plastică, având armătura inferioară în stadiul de curgere, în apropierea unui stâlp.

În timp ce armătura minimă întinsă, stabilită conform ecuației (4.46), trebuie respectată, coeficientul maxim de armare conform ecuației (4.47) poate fi luat cu valoarea următoare:

$$\rho_{max} = \frac{7}{f_y} \tag{7.2}$$

Pentru a asigura o ductilitate de curbură corespunzătoare, chiar și în cazul în care $\mu_\Delta \leq 4$, precum și pentru cazul schimbării semnului efortului, care nu a fost luat în considerație, în secțiunea critică a grinzii va fi prevăzută o armătură corespunzătoare următorii valori a coeficientului de armare [analog cu cel din ecuația (4.48)]:

$$\rho' = \frac{\mu_\Delta}{8}\rho \geq \frac{\rho}{4} \tag{7.3}$$

În zonele articulațiilor plastice este foarte importantă prevederea unei armături de stabilizare pentru prevenirea flambajului prematur al armăturii longitudinale (v. 4.45). Datorită deformațiilor specifice mai mici ale oțelului, distanța orizontală dintre barele armăturii de stabilizare a barelor comprimate cu diametrul d_b (v. fig. 4.22), aflate la distanțe mai mici de 200 mm una de cealaltă, poate fi mărită la valoarea:

$$6 \leq \frac{s}{d_b} = 16 - 2\mu_\Delta \leq 12. \tag{7.4}$$

Diametrul armăturii transversale rezultă din ecuația (4.55) sau din calculul la forțe tăietoare și trebuie să fie de cel puțin 8 mm.

Chiar și atunci când ductilitățile de curbură nu sunt suficient de mari pentru a aduce armătura întinsă în zona de consolidare, pentru simplitate, în ambele articulații plastice dintr-o deschidere a grinzii, poate fi stabilită suprarezistența la încovoiere a

secțiunii ca pentru cadrele ductile, conform ecuației (4.49). Utilizarea unei valori mai mici a lui λ_o pentru asigurarea unei precizii ceva mai ridicate nu este, de obicei, justificată. Forțele tăietoare rezultate din deplasările orizontale pot fi determinate din condițiile de echilibru conform ecuațiilor (4.51) – (4.54), iar armarea transversală poate fi stabilită conform 3.3.3. Luând în considerație deformațiile plastice reduse ($\mu_\Delta \leq 4$) și, implicit, deteriorarea redusă a betonului în zona articulațiilor plastice, contribuția betonului la rezistența la forfecare în zona articulațiilor plastice ale grinzilor poate fi luată cu următoarea valoare:

$$v_c = (4 - \mu_\Delta)\frac{v_b}{3} \geq 0, \tag{7.5}$$

În această relație valoarea v_b va fi determinată conform ecuației (3.37).

În zona articulației plastice a grinzilor cu ductilitate limitată nu este necesară o armare diagonală, nici măcar atunci când se produce inversarea completă a semnului forței tăietoare.

b) Grinzi elastice

Metoda proiectării capacității de rezistență oferă soluții practice și la cadrele cu ductilitate limitată la care stâlpii și nu grinzile reprezintă elementele de disipare a energiei (v. fig. 7.2,*b* – *d*). Suprarezistența la încovoiere a articulațiilor plastice din stâlpi, situate deasupra sau dedesubtul unui nod, poate fi determinată ușor. Suma acestor momente, fără nici o amplificare pentru efectele dinamice, poate fi utilizată ca moment pentru capetele grinzilor care converg în nod. Întrucât încărcările gravitaționale sunt hotărâtoare pentru determinarea efortului capabil necesar al grinzilor, momentele corespunzătoare dezvoltării suprarezistenței în stâlpi pot fi preluate, de obicei, elastic de grinzi fără a fi necesară o armare suplimentară (v. 4.8). Deoarece, din această cauză, în grinzi nu este necesară o comportare ductilă, alcătuirea constructivă nu impune cerințe deosebite.

7.3.2. Stâlpii în cazul mecanismelor de grindă

a) Stabilirea eforturilor secționale de calcul

Stabilirea forțelor axiale, a forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare pentru calculul secțiunilor stâlpilor se bazează pe principiile indicate în subcapitolul 4.5, dar cu o simplificare considerabilă. Nu trebuie uitat că trebuie menținut și aici un mecanism de tip "grindă slabă – stâlp puternic". În acest scop vom descrie etapele de calcul al stâlpilor cadrelor ductile conform 4.5.8, modificate în mod corespunzător.

1 – 4. Acești pași tratează calculul cadrului și calculul grinzilor și rămân nemodificați față de calculul cadrelor perfect ductile.

5. La stabilirea coeficientului de suprarezistență a grinzii în dreptul unui stâlp Φ_o conform 4.4.2,f și 4.5.3 rezultă pentru cadrele cu ductilitate limitată, adesea, valori simțitor mai mari decât pentru cadrele perfect ductile. Aceasta rezultă din faptul că încărcările gravitaționale sunt predominante (v. 4.8). În cazul în care următoarea ecuație este satisfăcută, este de așteptat ca structura să rămână elastică la cutremurul de dimensionare:

$$\Phi_o \geq \Phi_{o,max} = \frac{\lambda_o \mu_\Delta}{\Phi}, \qquad (7.6)$$

unde μ_Δ reprezintă coeficientul de ductilitate de deplasare considerat pentru calculul structurii cu ductilitate limitată. Dacă se calculează, de exemplu, un cadru cu ductilitate limitată la $\mu_\Delta = 3$, utilizând oțel de armătură HD cu λ_o=1,4, se poate aştepta o comportare elastică, în cazul în care obținem $\Phi_o \geq \Phi_{o,max} = 1{,}4 \cdot 3/0{,}9 = 4{,}7$. La calculul stâlpilor nu trebuie utilizate valori Φ_o mai mari decât $\Phi_{o,max}$.

6. Întrucât prin coeficientul de suprarezistență a grinzii în dreptul unui stâlp, Φ_o, momentele induse de grinzi în stâlpi sunt adesea supraestimate, în cazul sistemelor structurale cu ductilitate limitată, se justifică utilizarea unor coeficienți mai puțin prudenți pentru luarea în considerație a efectelor dinamice. De aceea, pentru coeficientul de amplificare dinamică pentru momentul încovoietor din stâlpi ω (v. 4.5.4), care ține cont de distribuția momentelor datorată formelor proprii mai înalte de oscilație, se recomandă următoarele valori:
   a) La parter și la ultimul nivel:
      ω=1,0 pentru cadrele plane și ω=1,1 pentru cadrele spațiale;
   b) În toate celelalte niveluri intermediare:
      ω=1,1 pentru cadre plane și ω=1,3 pentru cadrele spațiale.
7. În 4.5.5 s-a arătat că forța axială în stâlpi indusă de acțiunea seismică este egală cu suma forțelor tăietoare $V_{o,E}$ transmise de grinzile aflate deasupra nivelului considerat, adică $P_{o,E} = \sum V_{o,E}$. Pentru determinarea forțelor tăietoare, Φ_o nu trebuie luat mai mare decât $\Phi_{o,max}$ conform ecuației (7.6). Alte simplificări, cum ar fi introducerea unui coeficient de reducere R_v pentru forța axială conform tabelului din fig. 4.26 nu se justifică. Forțele axiale maxime și minime de calcul P_u se determină cu ecuațiile (4.63) și (4.64) ca pentru cadrele ductile.
8. Forțele tăietoare de calcul din stâlpi pot fi luate după cum urmează, ținând cont că $\Phi_o \leq \Phi_{o,max}$, conform ecuației (7.6):
   $V_{col} = 1{,}1\ \Phi_o V_E$ pentru cadre plane
   $V_{col} = 1{,}3\ \Phi_o V_E$ pentru cadre spațiale.
9. Momentele hotărâtoare de calcul la capete stâlpilor din etajele superioare se determină cu ecuația (4.66):

$$M_{col,red} = R_m(\omega \Phi_o M_E - 0{,}3 h_b V_{col}).$$

Coeficientul de reducere a momentelor R_m pentru stâlpii cu forță axială mică poate fi luat din tabelul din fig. 4.30. Acest efort este însă rareori justificat și, în majoritatea cazurilor, se poate utiliza R_m =1,0.

Este indicat ca forțele tăietoare seismice, determinate după regulile de mai sus pe baza suprarezistenței articulațiilor plastice din grinzi, să se calculeze destul de prudent.

În ceea ce privește dimensiunile stâlpilor și procentul lor de armare, acestea devin rareori hotărâtoare, iar procedeul este simplu.

b) Dimensionarea și alcătuirea constructivă a stâlpilor

Dispunerea armăturii verticale și transversale din stâlpi va satisface regulile generale prezentate în subcapitolele 4.5.9 și 4.5.10. Anumite reguli de calcul și de alcătuire constructivă pot fi însă ușor simplificate:

1. Cu toate că la baza stâlpilor etajelor superioare nu sunt de aşteptat deformații plastice, în armăturile verticale pot apărea eforturi mari de întindere și compresiune. În zonele de îmbinare a armăturilor verticale va fi asigurată obligatoriu respectarea cerințelor din 3.4.4 și în special a relațiilor (3.59) și (3.60). În cazul îndoirii (graifuirii) armăturilor va fi prevăzută o armare pentru forța de deviere, conform ecuației (3.61).
2. În ipoteza că $\mu_\Delta \leq 3$, armătura verticală poate fi îmbinată și la baza stâlpului de la parter, unde se aşteaptă formarea unei articulații plastice. În acest caz, armătura transversală trebuie să satisfacă de asemenea prevederile din fig. 4.32,*b* și ecuațiile (3.59), respectiv (3.60). Natural, va fi prevăzută aici de asemenea o armătură pentru preluarea forțelor de deviere generate de graifuirea armăturilor longitudinale.
3. Armătura transversală din zona articulațiilor plastice de la baza stâlpilor de la primul nivel (parter) va fi calculată în ipoteza contribuției betonului la rezistența la forfecare v_c la forța axială de compresiune, respectiv la forța axială de întindere conform ecuației (3.38) respectiv (3.39), dar nu va fi considerată mai mare decât cea pentru grinzi, conform ecuației (7.5). Valoarea minimă a lui v_c este dată de ecuația (3.42).

   Pentru stâlpii din etajele superioare, calculați conform 7.3.2,*a*, și pentru zona elastică a stâlpilor de la parter, contribuția betonului la rezistența la forfecare va fi stabilită conform ecuațiilor (3.38) și (3.39).

   Regulile privind distanța dintre armăturile transversale ale stâlpilor, prezentate în subcapitolul 4.5.10, vor fi aplicate și în acest caz.
4. Armătura de confinare în zona articulațiilor plastice potențiale se va calcula conform subcapitolului 3.3.2,a, ecuațiile (3.25) și (3.38).
5. Etrierii de stabilizare a armăturii verticale comprimate vor fi stabiliți, pentru zona articulației plastice de la baza stâlpilor de la parter, după regulile aplicate la grinzi [ecuația(7.4)]. În zonele de la capetele stâlpilor etajelor superioare, unde nu se aşteaptă formarea de articulații plastice, distanța verticală dintre acești etrieri nu va depăși de 12 ori diametrul armăturii verticale stabilizate.

Aceste reguli sunt valabile numai pentru stâlpii, pentru care eforturile secționale au fost stabilite conform subcapitolului 7.3.2,a.

7.3.3. Stâlpii la mecanismele de etaj

Mecanismele de etaj ("mecanisme de stâlp") sunt cele la care articulațiile plastice apar în stâlpii interiori, conform fig. 4.96. Astfel de mecanisme sunt foarte avantajoase pentru disiparea energiei în structurile cu ductilitate limitată.

În cazurile în care se poate demonstra că ductilitatea necesară de rotație și, de aici, ductilitatea de curbură nu este prea mare în zonele plastice potențiale ale stâlpilor, formarea articulațiilor plastice poate fi admisă în oricare etaj. Prin aceasta se admit mecanismele de etaj conform fig. 7.2,*b–d* în structurile cu ductilitate limitată. Exemplele din figurile 7.1,*a* și *d* sunt caracteristice pentru astfel de structuri. Mecanismele de etaj oferă adesea avantaje considerabile în cazul cadrelor de înălțime mică în care predomină încărcările gravitaționale. În subcapitolul 4.8 se arată că, în astfel de cazuri, mecanismul prezentat în fig. 7.2,*a*, cu stâlpi puternici, este dificil de realizat. Dacă, însă, comportarea elastică este controlată de mecanismele de etaj, ca în fig. 7.2,*a – d*, este relativ ușor să alcătuim grinzile mai puternic, pentru a rămâne elastice.

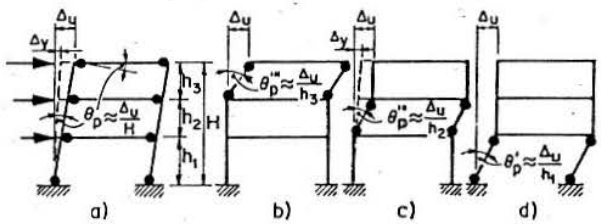


Fig.7.2. Mecanisme de plastificare a cadrelor cu ductilitate limitată.

Ca exemplu pentru un procedeu aproximativ dar rațional de calcul, vom utiliza cadrul din fig. 7.2. Presupunem că sistemul are cadre identice care au de preluat aceleași forțe orizontale. De aceea, deplasarea maximă orizontală a tuturor cadrelor este la capătul superior egală cu Δ_y. Cu aceasta, coeficientul de ductilitate de deplasare se definește ca $\mu_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$. Pentru mecanismul "grindă slabă–stâlp puternic", în fig. 7.2, rotirile articulațiilor plastice din grinzi în dreptul stâlpilor sunt de aproximativ $\theta_p = \Delta_u/H$. Este clar că ductilitatea de rotire trebuie să fie aproximativ aceeași în toate cele opt articulații plastice cu ductilitatea generală de deplasare, adică $\mu_\theta \approx \mu_\Delta$, în cazul în care între etaje nu există diferențe mari de rigiditate. În capitolele anterioare (7.3.1 și 7.3.2) se fac recomandări privind dimensionarea elementelor cadrelor cu ductilitate limitată.

Prezentul capitol tratează cazurile în care stâlpii reprezintă elementele slabe (fig. 7.2,*b – d*). Pentru aceeași ductilitate generală μ_Δ, articulațiile stâlpilor sunt supuse unor rotiri mult mai mari (θ'_p, θ''_p, θ'''_p) și prezintă, de aceea, cerințe mai mari de ductilitate de rotire. Aceasta este aproximativ de:

$$\mu_c = \mu_{\theta,i} = \frac{H}{h_i}\mu_\Delta, \qquad (7.7)$$

unde $\mu_c = \mu_{\theta,i}$ este ductilitatea de rotire a articulațiilor plastice ale stâlpilor în etajul i, cu înălțimea etajului de h_i.

Dacă necesarul de ductilitate μ_c al unui astfel de stâlp trebuie limitat la o valoare realistă, ductilitatea generală a cadrului urmează să fie limitată la:

$$\mu_\Delta \le \frac{h_i}{H}\mu_c. \qquad (7.8)$$

Atunci când ductilitatea de rotire a stâlpului trebuie limitată, de exemplu, la $\mu_c \le 4$, obținem, în ipoteza unei înălțimi uniforme a etajelor întregului cadru din fig. 7.2, o ductilitate totală de $\mu_\Delta = 4/3 = 1{,}33$ pentru forțele seismice echivalente. Momentul maxim și forța axială maximă, care apar simultan, sunt hotărâtoare de obicei în stâlpii din etajul inferior (parter).

Reiese deci că la dezvoltarea mecanismului de etaj cu stâlpi cu ductilitate limitată, de exemplu la o clădire cu patru niveluri, calculul trebuie făcut aproximativ ca pentru o comportare elastică. Dacă, dimpotrivă, cadrul se calculează pentru forțele seismice corespunzătoare unei ductilități de deplasare de $\mu_\Delta = 2$, va fi necesară o ductilitate de rotire a stâlpului de ordinul de mărime de $\mu_c = 2H/h_i \approx 6$.

Aceasta ar cere o alcătuire constructivă a zonelor articulațiilor plastice din stâlpi ca în cazul cadrelor perfect ductile, conform subcapitolului 4.5. Făcând abstracție de deplasarea zonei de îmbinare a armăturilor la mijlocul stâlpului, acest mod de alcătuire nu prezintă dificultăți. Întregul sistem structural este deci proiectat la ductilitate limitată, dar zonele articulațiilor plastice din stâlpi sunt proiectate la ductilitate completă:

Pentru structurile în cadre cu unul sau două niveluri, din mecanismele de etaj nu rezultă cerințe excesive de ductilitate a articulațiilor plastice ale stâlpilor. Acestea pot fi, deci, alcătuite constructiv ca articulațiile plastice din stâlpii prezentați în subcapitolul 7.3.2, cu excepția faptului că mărimea μ_Δ se înlocuiește cu μ_c. La structura în cadre cu două niveluri, cu $h_1 = 4$ m și $h_2 = 3$ m, calculată la ductilitatea generală de $\mu_\Delta = 2$, stâlpii de la etajul inferior (parter) vor fi proiectați cu $\mu_c = 2 \cdot 7{,}0/4{,}0 = 3{,}5$.

7.3.4. Noduri de cadre

Deoarece în legătură cu dimensionarea și comportarea nodurilor de cadre supuse la acțiuni seismice există relativ puține informații, acestea au fost tratate amănunțit în subcapitolul 4.7. Din acest motiv, în prezentul capitol vor fi analizate numai acele aspecte care permit simplificări pentru sistemele structurale cu ductilitate limitată. Global, se poate aprecia că nodurile suferă avarii limitate, ca rezultat al deformațiilor specifice inelastice mai mici ale oțelului de armătură. Aceasta ar trebui să conducă la o contribuție mai mare a betonului la rezistența la lunecare și la o ancorare mai bună a armăturii în nod.

a) Stabilirea eforturilor în nod

Stabilirea forțelor care acționează în dreptul nodului este prezentată în subcapitolele 4.7.4,a, b și c cu referire la fig. 4.53. Dacă se așteaptă formarea unor articulații plastice de ambele părți ale unui stâlp interior, forțele din nod vor fi stabilite în mod

corespunzător (fig. 4.53,*b*), utilizând de exemplu ecuația (4.104). Totuși, în cadrele cu ductilitate limitată, ductilitățile de curbură necesare sunt mai mici. Influența consolidării este mai mică, iar la un coeficient de suprarezistență a materialului λ_o, ea devine neglijabilă. În plus, în anumite condiții, oțelul nealiat de armare nici nu va atinge stadiul de curgere în nod, deoarece, în cazul în care apare, articulația plastică cu eforturi de întindere la fața inferioară a grinzii se dezvoltă la o anumită distanță de fețele stâlpului. Fig. 4.95 prezintă astfel de cazuri. După determinarea suprarezistenței ambelor articulații plastice ale fiecărei deschideri se pot stabili ușor momentele corespunzătoare din axele stâlpilor sau la fețele acestora.

În fig. 4.97 se analizează un cadru cu trei câmpuri, ca exemplu de cadru cu ductilitate limitată. Pentru pozițiile articulațiilor plastice prezentate în fig. 4.97,*g*, la suprarezistență, se poate aștepta un moment egal cu $M_{oB}^{\rightarrow}$=264 kNm în stânga stâlpului interior (B). Datorită poziției articulațiilor plastice pozitive din deschiderea *B-C* în dreapta stâlpului (B), se poate dezvolta un moment de numai 33 kNm. Acest moment nu generează întindere, ci compresiune în armătura aflată dedesubt. Momentul indus în stâlpul (B), care generează o forță tăietoare în nod, este în consecință de numai $\sum M_{B,col}^{\rightarrow} = 264-33 = 231$ kNm. Acesta este simțitor mai mic decât momentul rezultat conform fig. 4.53 în nodul unui cadru perfect ductil.

Întrucât dispunem de diagrama momentelor pentru toate deschiderile, cu câte două articulații plastice cu suprarezistență fiecare, putem determina momentele de grindă induse în stâlp și forțele tăietoare corespunzătoare ale stâlpilor. Ulterior, urmează să fie stabilite forțele din nod arătate în fig. 4.53,*b* și *c*. Utilizând ecuațiile (4.85), (4.94), (4.96) și, mai rar, ecuația (4.104), poate fi calculată forța tăietoare orizontală V_{jh}.

Dacă sunt admise mecanismele de etaj, respectiv mecanismele de stâlp ca în fig. 7.2,*b*, *c* și *d*, se va proceda în ordine inversă, stabilind întâi momentele maxime posibile în stâlp, deasupra și dedesubtul nodului. Forța tăietoare din nod poate fi stabilită acum din forțele interioare verticale și orizontale care trebuie să fie în echilibru.

b) Eforturi de lunecare în nod

Eforturile de lunecare din noduri sunt rareori hotărâtoare în acest tip de sisteme structurale. Totuși, valoarea limită conform ecuației (4.110) nu trebuie, pe cât posibil, depășită.

c) Contribuția betonului la rezistența la lunecare

Contribuția diagonalelor comprimate de beton la rezistența la lunecare a fost analizată în subcapitolul 4.7 separat pentru nodurile elastice [ecuațiile (4.101) și (4.102)] și pentru nodurile inelastice [ecuația (4.113)]. Pentru stabilirea contribuției diagonalelor comprimate de beton la rezistența la forțele orizontale din noduri, ecuația (4.101) poate fi extinsă, pentru cazul ductilității limitate, în felul următor:

$$V_{ch} = \frac{A_s'}{A_s}\left[(1{,}5-0{,}2\mu_\Delta)\frac{C_jP_u}{A_gf_c'} - 0{,}1\mu_\Delta + 0{,}6\right]V_{jh} \qquad (7.9)$$

Această ecuație este reprezentată pentru dimensionare în fig. 7.3. În cazul exemplului reprezentat în figură, contribuția diagonalelor comprimate de beton (v. fig. 4.56,*a*) la rezistența la forța tăietoare orizontală totală din nod V_{jh}, transmisă prin armătura simetrică a grinzii ($A_s' = A_s$), în stâlp, este de aproximativ 55 %. La aceasta s-a considerat că este vorba de stâlpul unui cadru, dimensionat cu μ_Δ= 2,5, solicitat la o forță axială de cel puțin $C_jP_u = 0{,}2\,f_c'A_g$. Restul de 45 % al forței tăietoare totale din nod V_{jh} urmează să fie preluat, după cum arată liniile întrerupte, de armătura orizontală transversală din nod.

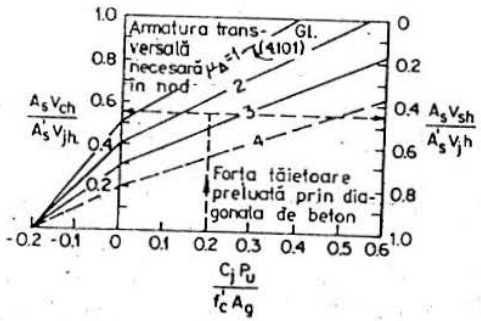


Fig. 7.3. Contribuția diferiților factori la rezistența la forța tăietoare orizontală care acționează în nod la cadrele cu ductilitate limitată.

Rezistența la forțele tăietoare verticale nu este aproape deloc influențată de cerințele de ductilitate impuse articulațiilor plastice din grinzile învecinate atunci când stâlpul, dimensionat conform subcapitolului 7.3.2, trebuie să rămână elastic. Motivul este acela că eforturile verticale de compresiune din stâlp nu sunt influențate, la marginea superioară și inferioară a nodului (v. fig. 4.56,*a*), de eforturile secționale ale grinzii care se deformează plastic. Contribuția diagonalelor comprimate de beton (fig. 4.56) la rezistența la forțele tăietoare verticale din nod este reflectată în ecuația (4.102). Din acest motiv, pentru nodurile din cadrele cu ductilitate limitată conform fig. 7.2,*a*, se poate considera, la stâlpi elastici și armați simetric ($A_{sc}' = A_{sc}$), că:

$$V_{cv} = \left(0{,}7 + \frac{C_jP_u}{A_gf_c'}\right)V_{jv} \qquad (7.10)$$

Trebuie remarcat că pentru valoarile stabilite cu formulele (4.126) și (4.127) rămâne valabilă inegalitatea $C_j < 1{,}0$. Dacă într-unul din stâlpi există o forță axială de întindere, contribuția betonului scade la zero, atunci când forța de întindere $C_jP_u \le -0{,}2\cdot f_c'A_g$. Între aceste limite poate fi aplicată o interpolare simplă, ca în fig. 7.3.

Regulile de mai sus au fost dezvoltate pentru cadre cu ductilitate limitată cu mecanisme "grindă slabă–stâlp puternic". (v. fig. 7.2,*a*). Dacă se admit mecanisme de etaj de tipul celor prezentate în fig. 7.2,*b*, *c* și *d*, rolul grinzii se inversează cu cel al

stâlpului şi, în consecinţă, urmează a fi înlocuite ecuaţiile corespunzătoare. Procedeul se modifică în felul următor:

1. Contribuţia diagonalelor comprimate de beton la rezistenţa la forţele tăietoare verticale din nod se va stabili conform ecuaţiei (7.10) cu $P_c = 0$, înlocuind V_{jh} cu V_{jv}. În continuare, din motivele explicate în 7.3.3, μ_Δ se va înlocui cu μ_c, care este ductilitatea necesară de rotire a stâlpului.
2. Contribuţia diagonalelor comprimate de beton la rezistenţa la forţele tăietoare orizontale din nod se va stabili conform ecuaţiei (7.10) cu $P_c = 0$, înlocuind şi aici V_{jh} cu V_{jv}.

d) Armarea transversală a nodului

Armarea transversală a nodului va fi determinată conform subcapitolului 4.7.4,f, cu utilizarea următoarelor relaţii simple:

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \qquad (4.98) \qquad V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \qquad (4.100)$$

$$A_{jh} = V_{sh}/f_{yh} \qquad (4.116) \qquad A_{jv} = V_{sv}/f_{yv} \qquad (4.117)$$

Armătura transversală orizontală a nodului nu trebuie să fie mai mică decât cea a stâlpilor învecinaţi.

e) Aderenţa şi ancorarea

Indicaţiile din fig. 4.68 pentru limitarea diametrului barei de armătură sub forma unui raport admisibil d_b/h_c se bazează pe ipoteze foarte prudente. În timpul dezvoltării articulaţiilor plastice în grinzile de pe ambele părţi ale nodului, lunecarea prematură urmează să fie împiedicată de armătura care trece prin interiorul nodului. S-a indicat deja că acest tip de lunecare este practic imposibil în cazul cadrelor cu ductilitate limitată. Din acest motiv, condiţiile stricte, care limitează adesea posibilităţile de alegere a diametrului barelor de armătură la cadrele ductile, pot fi mult uşurate.

Ca parametru pentru micşorarea lungimilor necesare de ancorare nu poate fi folosită ductilitatea totală μ_Δ. Aceasta, din cauza faptului că eforturile unitare din armătura de ambele părţi ale nodului pot varia puternic. În unele cazuri, chiar la ductilităţile cele mai mari aşteptate, nu se ajunge la formarea unor articulaţii plastice de ambele părţi ale nodului. De aici rezultă un gradient simţitor mai mic al eforului unitar în oţelul transversal pe nod.

Pentru dezvoltarea procedeului pentru o reducere a lungimilor de ancorare la nodurile interioare ale cadrelor cu ductilitate limitată se utilizează exemplul din fig. 7.4,*a*. De obicei, armătura superioară A_s este mai mare decât cea inferioară A'_s. Valorile minime pentru raportul A'_s/A_s sunt date de ecuaţia (7.3). În fig. 7.4 se consideră, în mod prudent, că momentul M_{12} datorat formării unei articulaţii plastice cu mobilizarea suprarezistenţei are loc în secţiunea *1-2*. De partea cealaltă a nodului se dezvoltă M_{34} pe baza armăturii supuse la întindere A'_s. Acest moment poate, dar nu în mod obligatoriu, conduce la formarea unei articulaţii plastice. Pentru a putea aprecia în mod raţional gradienţii cei mai mari aşteptaţi de eforturi unitare ca măsură a efortului mediu de ancorare, trebuie analizată pe scurt mărimea eforturilor unitare posibile în punctele marcate cu *(1) - (4)* în fig. 7.4,*a*:

1. În cazul în care în deschiderea unei grinzi se dezvoltă o primă articulaţie plastică, aceasta se va produce în secţiunea *1-2*. În armătura superioară poate fi atinsă în acest caz, la suprarezistenţă, efortul unitar maxim de $f_{s1}=\lambda_o f_y$. Această ipoteză este prudentă pentru cadrele cu ductilitate limitată.
2. În acelaşi timp, momentul M_{34} generează pe partea opusă efortul unitar de întindere f_{s4} în armătura inferioară în dreptul punctului *(4)*. Într-un cadru perfect ductil, solicitat predominant seismic, se poate forma o articulaţie plastică, posibil cu suprarezistenţă. În acest caz avem $f_{s4}=\lambda_o f_y$.

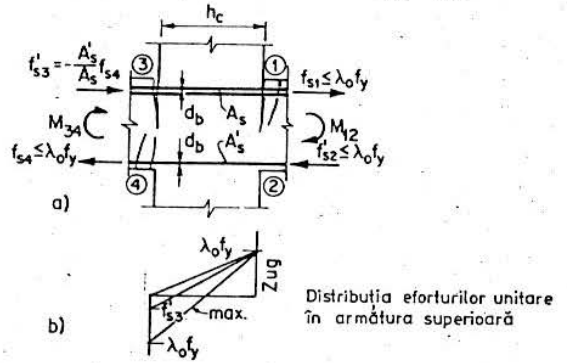


Fig. 7.4. Variaţia eforturilor unitare din oţel (întindere şi compresiune) într-un nod interior.

La cadrele cu ductilitate limitată, în special atunci când forţele gravitaţionale pe grinzi sunt mari, articulaţia plastică se va forma, dacă aceasta se întâmplă, la o oarecare distanţă de stâlp. Fig.4.97,*g* prezintă un astfel de caz. În această situaţie, armătura inferioară rămâne elastică în punctul *(4)*, $f_{s4}<f_y$. După ce a fost stabilit locul de formare a ambelor articulaţii plastice din deschiderea unei grinzi, putem determina uşor valoarea maximă a momentelor, cum ar fi M_{34}. Astfel este cunoscut şi efortul unitar maxim al oţelului în punctul *(4)*. Acesta este, de obicei, mult mai mic şi în anumite cazuri, cum este deschiderea din mijloc a cadrului din fig. 4.97,*g*, nu apar nici măcar eforturi de întindere.

Mărimea acestor eforturi unitare ale oţelului este determinantă pentru gradienţii eforturilor unitare hotărâtoare ale armăturilor grinzii.

3. Estimarea efortului unitar al oţelului în punctul *(3)* din fig.7.4,*a* se poate baza pe ipoteza prudentă că, în urma curgerii anterioare a armăturii de la partea superioară, s-au produs fisuri remanente. Din acest motiv, în secţiunea *3-4*, întreaga forţă de compresiune din încovoiere trebuie transmisă prin armătura inferioară. Efortul unitar de compresiune este de $f'_{s3} = -(A'_s/A_s)f_{s4} < f_y$.

Dacă armătura inferioară şi cea superioară sunt egale în această secţiune, efortul unitar de compresiune f'_{s3} poate atinge $\lambda_o f_y$.

4. După estimarea eforturilor unitare din oțel în punctele *(1)* și *(3)* poate fi determinat gradientul de efort unitar și, astfel, efortul unitar mediu de aderență de-a lungul armăturii superioare. Gradientul maxim, atins numai la o ductilitate foarte înaltă, este de $2\lambda_o f_y/h_c$. Limitările impuse diametrelor barelor în fig. 4.68 sunt valabile pentru acest caz limită. În mod normal, gradientul este totuși mai mic. Pentru armătura superioară el poate fi considerat, în mod prudent, egal cu $(\lambda_o f_y + f'_{s3})/h_c$. Acești gradienți de efort unitar sunt reprezentați în fig. 4.7,*b*. Pentru cazul special cu $f'_{s3} = 0$ efortul unitar mediu de aderență este egal cu numai jumătate din valoarea maximă posibilă. Din acest motiv, diametrul maxim al barei d_b poate fi dublat în acest caz.

Ca urmare a acestor considerații, condițiile de ancorare corespunzătoare gradienților medii de eforturi unitare pot fi puțin severe. Valorile limită din fig. 4.68 vor fi înmulțite cu coeficientul R_b:

$$R_b = \frac{2\lambda_o f_y}{\lambda_o f_y + f'_{s3}} = \frac{2}{1 + f'_{s3}/(\lambda_o f_y)} \le 2{,}0 \qquad (7.11)$$

Mărirea în continuare a diametrului barelor pentru cazul în care în armătura superioară în punctul *(3)* predomină întinderea nu este oportună. Din acest motiv valoarea R_b va fi limitată la 2,0.

De exemplu, pentru nodul unui cadru cu ductilitate limitată rezultă cu μ_Δ=2,4 (v. fig. 7.4,*a*) și valorile de calcul $f_y = 380$ N/mm^2, $\lambda_o = 1{,}4$, $h_c = 550$ mm, $P_u = 0{,}2\, f'_c A_g$, conform ecuației (7.3) $A'_s \ge (\mu_\Delta/8)A_s = 0{,}3A_s$, $f_{s4} = -0{,}5f_y$ și de aceea $f'_{s3} = -0{,}3f_{s4} = 0{,}15f_y$ (compresiune). Cu ecuația (7.11) obținem acum:

$R_b = 2/[1 + (0{,}15/1{,}4)] = 1{,}8$ și cu ajutorul fig. 4.68:

$\Rightarrow d_b \le 1{,}8h_c/35 \approx 28$ mm.

Pentru un cadru perfect ductil cu articulații plastice de ambele părți ale stâlpului, respectând $A'_s = 0{,}5A_s$ și deci $f'_{s3} = 0{,}5\lambda_o f_y = 266$ N/mm^2, conform ecuației (7.11), rezultă:

$R_b = 2/[1 + 266/(1{,}4 \cdot 380)] = 1{,}33$.

Din această cauză, diametrul armăturii superioare a grinzii trebuie limitat la

$\Rightarrow d_b \le 1{,}33 \cdot 550/35 \approx 20$ mm.

În plus, pentru cadrul perfect ductil, diametrul barelor inferioare de armătură, solicitate până în domeniul de consolidare, va fi limitat la

$\Rightarrow d_b \le 1{,}0 \cdot 550/35 \approx 16$ mm.

Coeficientul R_b, care reprezintă raportul gradienților estimați ai efortului unitar în armătură la valoarea maximă posibilă, permite stabilirea cerințelor reduse de ancorare atât pentru armătura superioară, cât și pentru armătura inferioară a grinzii.

Considerații similare urmează să fie făcute și la determinarea diametrului barelor armăturii verticale. Raporturile nefavorabile de aderență-ancorare pot apărea atunci când în stâlpii cadrelor cu ductilitate limitată sunt prevăzute articulații plastice deasupra și dedesubtul nodului, așa cum apar în mecanismele reprezentate în fig. 7.2,*b* și c.

7.4. Pereți structurali cu ductilitate limitată

Prezentul capitol tratează calculul pereților structurali cu ductilitate limitată, adică cu un coeficient de ductilitate de deplasare μ_Δ între aproximativ 2,5 și 3,5 (v. 2.2.7,b). Se fac în mod frecvent trimiteri la capitolele corespunzătoare, referitoare la pereții structurali perfect ductili ($\mu_\Delta \approx 5$), valabile și pentru cazul de față. Se face diferența dintre pereții structurali cu efort predominant de încovoiere (vezi. 7.4.1) și pereții structurali cu efort predominant de forfecare (v. 7.4.2).

În mod frecvent, dimensiunile pereților structurali sunt determinate mai mult de destinația clădirii și mai puțin de cerințele de capacitate de rezistență. Din acest motiv, efortul capabil rezultat depășește, în mod frecvent, efortul capabil necesar pentru o comportare perfect ductilă a sistemului structural. În astfel de cazuri, calculul și alcătuirea constructivă a peretelui structural pot fi efectuate pentru ductilitate limitată sau pentru o comportare elastică a sistemului structural.

7.4.1. Pereți structurali cu efort predominant de încovoiere

Trebuie subliniat că la un perete structural care trebuie să dezvolte la solicitări seimice o anumită ductilitate, ar trebui luate toate măsurile posibile pentru a limita deformațiile inelastice în porțiunile de pereți în care predomină încovoierea. Din acest motiv, metoda de proiectare a capacității de rezistență permite și în cazul pereților cu ductilitate limitată aprecierea cea mai bună a comportării inelastice la cutremurul de proiectare.

La pereții structurali plini, metoda este foarte simplă. Trebuie asigurat numai ca rezistența la lunecare a peretelui să fie mai mare decât cerința maximă. Aceasta depinde de dezvoltarea suprarezistenței la încovoiere la baza peretelui. Din acest motiv, pentru asigurarea unei soluții economice, rezistența la încovoiere a unui perete structural nu ar trebui să fie cu mult mai mare decât cea strict necesară pentru preluarea momentelor încovoietoare rezultate din forțele seismice echivalente.

Se întâmplă frecvent ca prin prevederea armării minime depășind cu puțin armătura verticală și orizontală necesare ale peretelui, completată descori cu armături constructive tradiționale rezistența la încovoiere a peretelui să fie cu mult mai mare decât cea necesară. Această rezistență la încovoiere, care conferă aparent o siguranță mare, poate crea inginerului o falsă impresie de securitate, deoarece peretele poate ceda prematur la lunecare, adică înainte de apariția unei articulații plastice la baza lui.

Dacă va fi, însă, respectată și în cazul pereților cu ductilitate limitată, ierarhia "rezistență la lunecare > rezistența la încovoiere", procedeul de proiectare poate fi mult simplificat. La stabilirea rezistenței la încovoiere nu va fi însă neglijată influența forței axiale.

a) Asigurarea stabilității peretelui

În acest context, stabilitatea pereților structurali constituie rar o problemă. În subcapitolul 5.4.2,b sunt analizați diferiți parametri relevanți pentru flambajul în zona articulațiilor plastice potențiale și se trage concluzia că acest fenomen trebuie tratat cu atenție numai pentru pereții structurali cu înălțimea mai mare de trei niveluri. Pentru pereții structurali cu ductilitate limitată, care prezintă frecvent înălțimi mai mari,

ecuația (5.22) indică limita inferioară a grosimii peretelui în zona comprimată a articulațiilor plastice. Dacă dimensionăm, de exemplu, un perete structural dreptunghiular, cu înălțimea de șase niveluri, pentru o ductilitate de μ_Δ=2, luând în considerație $\Phi_{o,w}$=1,4, ecuația (5.22) va impune o grosime a peretelui egală cu 6,4 % din înălțimea liberă a acestuia, adică, în general, a înălțimii etajului. Această condiție este ușor de satisfăcut. Conform 5.4.2,b dispare însă chiar și această cerință, dacă putem demonstra că înălțimea zonei comprimate din încovoiere este mică. Ori de câte ori este posibil, vor fi prevăzute secțiuni stabile, compacte, de pereți de tipul celor prezentate în fig. 5.35.

b) Asigurarea ductilității de curbură

O ductilitate limitată de deplasare necesită, de asemenea, numai o ductilitate limitată de curbură (v. 5.4.2,c). Ductilitatea de curbură a pereților rezultă, în primul rând, din deformațiile specifice inelastice ale armăturii și mai puțin din scurtările mari ale betonului. O ductilitate de curbură limitată este, deci, relativ ușor de asigurat, cu condiția ca scurtările betonului la marginea comprimată (v. fig. 5.28 și 5.29) să poată rămâne relativ mici. fig. 5.36 prezintă relațiile caracteristice între ductilitatea de deplasare și cea de curbură, care sunt adesea valabile și pentru pereții structurali scurți cu $h_w/l_w < 3$, care sunt utilizați frecvent în sisteme structurale cu ductilitate limitată.

c) Confinarea betonului

De aici se poate trage concluzia că în cazul acestor pereți structurali nu mai este necesară nici un fel de armare suplimentară pentru confinarea betonului comprimat din zonele de capăt ale secțiunilor de perete. Această ipoteză poate fi verificată, în caz de dubiu, cu ecuațiile (5.24) și (5.25), care prezintă înălțimea admisibilă fără confinare a zonei comprimate. Astfel, în cazul peretelui analizat deja, cu μ_Δ= 2 și $\Phi_{o,w}$= 1,4, conform ecuației (5.24) nu va fi necesară confinarea betonului, atunci când zona comprimată din încovoiere nu depășește 28 % din lățimea l_w a secțiunii peretelui.

d) Stabilizarea armăturii verticale

Prevenirea flambajului armăturii verticale reprezintă un alt aspect important, atunci când siguranța unui sistem structural se bazează pe mobilizarea ductilității. Problemele esențiale sunt analizate în subcapitolul 5.4.2,f. Întrucât ductilitatea necesară este mai curând mică, în zona potențială de formare a articualției plastice nu este de așteptat desprinderea betonului. Din acest motiv, flambajul barelor de armătură de dimensiuni medii (diametru ≥ 20 mm) nu ar trebui să constituie o problemă esențială, în pofida manifestării puternice a efectului *Bauschinger*. Din acest motiv se recomandă prevederea unor bare de legătură cu un diametru de cel puțin 1/4 din diametrul barei longitudinale (secțiunea A_b) numai atunci când procentul local de armare verticală îndeplinește condiția din ecuația (5.29):

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{bs_v} > \frac{3}{f_y} \quad [\text{N, mm}] \qquad (7.12)$$

Pentru f_y = 460 N/mm^2, rezultă de aici ρ_l > 0,65 %. Detaliile sunt definite în figurile 5.38 și 5.39. Distanța verticală dintre aceste bare de legătură nu trebuie să depășească limitele indicate în subcapitolul 5.4.2,f.3.

e) Întreruperea armăturii verticale

Întreruperea armăturii verticale a peretelui va fi tratată cu prudență (v. 5.4.2,i), pentru a asigura că apariția deformațiilor inelastice să fie limitată la zona bazei peretelui, armată conform regulilor de mai sus. Din acest motiv se va utiliza diagrama rezistenței necesare la încovoiere, conform fig. 5.41.

f) Calculul la lunecare

Calculul la lunecare a peretelui structural trebuie să satisfacă regulile prezentate în subcapitolul 5.4.3.

Forța tăietoare de calcul este, conform ecuațiilor (5.33 și 5.34), egală cu:

$$V_w = \omega_v \Phi_{o,w} V_E \le \mu_\Delta V_E$$

unde ω_v reprezintă coeficientul de amplificare dinamică pentru forța tăietoare din pereții structurali; $\Phi_{o,w}$ – coeficientul de suprarezistență al peretelui structural, conform definiției din 5.4.3,a [ecuația (5.34), respectiv (5.31)].

Această abordare simplă, dar prudentă, conduce în mod normal la o armare moderată orizontală de lunecare. Limitarea forței tăietoare a peretelui la $V_w \le \mu_\Delta V_E$ înseamnă că forța tăietoare nu va fi luată mai mare decât cea din cazul comportării elastice a peretelui. Aceasta este o valoare limită superioară aleasă în mod prudent, pe baza principiului deplasărilor egale.

Pentru limitarea efortului unitar nominal de lunecare, în zonele articulațiilor plastice se va estima contribuția betonului la rezistența la lunecare v_c. Așa cum am procedat la calculul stâlpilor cu ductilitate limitată în zona unei articulații plastice posibile (7.3.2,b.2), ecuația fundamentală pentru pereții structurali [ecuația (3.43)] va fi modificată în felul următor:

$$v_c \le \frac{4-\mu_\Delta}{3}\left(0{,}27\sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{4A_g}\right), \quad \text{cu respectarea condiției} \quad v_c \ge 0{,}6\sqrt{\frac{P_u}{A_g}} \qquad (7.13)$$

unde P_u este forța axială minimă de compresiune, de exemplu 90 % din cea rezultată din încărcările de durată minus o forță de întindere corespunzătoare datorată forțelor seismice echivalente. Dacă P_u este o forță de întindere, v_c va fi considerat egal cu 0.

g) Grinzi de cuplare

Grinzile de cuplare transmit forța tăietoare între doi pereți structurali și sunt sensibile la cedarea din lunecare conform fig. 5.46,*b*, atunci când sunt solicitate la eforturi ciclice de forfecare simultan cu deplasări mari. Din acest motiv, confom subcapitolului 5.4.4, în grinzile de cuplare ale sistemelor structurale cu ductilitate completă va fi prevăzută armarea diagonală, prezentată în fig. 5.48 și 5.71, atunci când efortul unitar nominal de lunecare depășește valoarea limită conform ecuației (5.39). Pentru grinzile de cuplare din sistemele structurale cu ductilitate limitată, această valoare limită poate fi mărită pentru $\mu_\Delta \ge 4$, după cum urmează:

$$v_i \le (5-\mu_\Delta)\frac{l_n}{10h}\sqrt{f_c'} \le 0{,}2 f_c' \le 6 \qquad [\text{N, mm}] \qquad (7.14).$$

La utilizarea grinzilor de cuplare armate diagonal, efortul unitar de lunecare va fi stabilit din rezistența la forța tăietoare rezultată din calculul elastic al eforturilor secționale, cu sau fără redistribuire între etaje, adică $V_i = V_u/\Phi$, unde $\Phi = 0{,}90$. În acest caz nu sunt necesari alți etrieri sau bare de legătură, cu excepția celor prevăzuți pentru menținerea formei grinzii fisurate (fig. 5.71).

Dacă ecuația (7.14) este satisfăcută, vor putea fi preferate grinzile de cuplare armate tradițional conform fig. 5.46,*a* și *b*. În acest caz, rezistența la forță tăietoare se bazează în special pe armarea cu etrieri, care constituie o componentă esențială a modelului tradițional de grindă cu zăbrele. Rezistența la forța tăietoare a unor astfel de grinzi de cuplare va fi adaptată, conform metodei proiectării capacității de rezistență, la suprarezistența secțiunilor de încastrare stabilită deja conform alcătuirii constructive existente. Excepție fac grinzile de cuplare care rămân elastice ($\Phi_o > \mu_\Delta$).

7.4.2. Pereți structurali cu solicitare predominantă la forța tăietoare

a) Principiile procedeului de proiectare

Ca regulă generală se poate reține că pereții cu secțiuni de tipul celor prezentate în fig. 5.5,*a – d* pot mobiliza ductilitatea necesară atunci când comportarea inelastică este dominată de curgerea din încovoiere. Premisele pentru realizarea aceastui tip de comportare au fost prezentate în capitolul anterior. Dacă sunt utilizate însă secțiuni în I, de tipul celor prezentate în fig. 5.5,*e – h*, rezistența la încovoiere a secțiunii de încastrare, determinată cu rezistența de calcul, este adesea mai mare decât rezistența la încovoiere necesară, stabilită cu forțele seismice echivalente, chiar dacă se utilizează armarea minimă necesară conform normelor. Uneori, rezistența este chiar mai mare decât cea necesară pentru comportarea elastică a peretelui.

Inginerul proiectant este tentat în acest caz să utilizeze pentru controlul rezistenței la forța tăietoare numai forțele seismice echivalente orizontale statice. În acest caz,

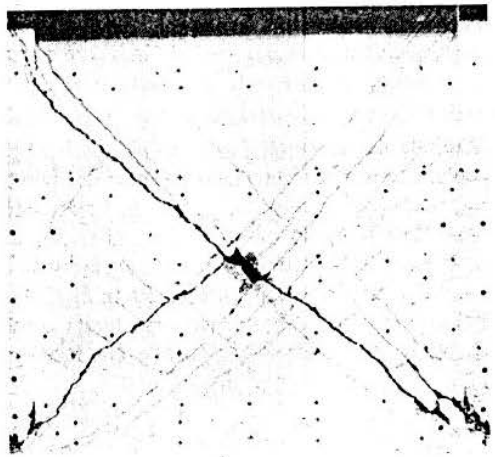


Fig. 7.5. Cedarea unui perete datorată întinderii oblice după eforturi ciclice.

peretele poate ceda la forțe tăietoare, adică la întinderea oblică, înainte de dezvoltarea unei articulații plastice la baza peretelui, din care cauză rezistența scade mult și se poate mobiliza numai o ductilitate la rupere mult mai mică decât cea așteptată. Comportarea inelastică a acestui perete va fi deci dominată de forța tăietoare și nu de încovoiere.

Cedarea la întinderea oblică datorată forței tăietoare nu este în mod obligatoriu casantă. Dacă însă armătura orizontală atinge stadiul de curgere, aceasta va fi urmată de o scădere rapidă atât a rigidității cât și a capacității de disipare a energiei și, în final, a rezistenței. Această scădere se accentuează la creșterea ductilității dezvoltate de deformațiile inelastice de lunecare. Fig. 7.5 prezintă exemplul unui perete experimental scurt, la scara de 2/3, care a cedat în final la forfecare (lunecare). Aspectul fisurilor și rezistența la rupere pot fi înțelese numai dacă analizăm comportarea histeretică reprezentată în fig. 7.6. Forța tăietoare corespunzătoare rezistenței la încovoiere a peretelui, calculată pe baza rezistențelor măsurate ale materialelor, a fost cu 28 % mai mare decât rezistența la lunecare, calculată de asemenea pe baza rezistențelor măsurate. La aceasta, contribuția betonului la rezistanța la lunecare a fost de 55 %, iar cea a armăturii transversale orizontale, conform ecuației (3.45), de 45 % din rezistența la lunecare. După un număr de cicluri de deplasare de amplitudine mică ($\Delta < \Delta_y$), în ciclul 9 a fost atinsă și chiar depășită rezistența de calcul la încovoiere pe direcția pozitivă de efort la o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta = 2{,}5$. În timpul tuturor ciclurilor următoare de solicitare, în special pe direcția negativă de efort, a fost observată, după formarea fisurilor oblice cu deschiderea de 5 mm, o scădere a rigidității și a capacității de

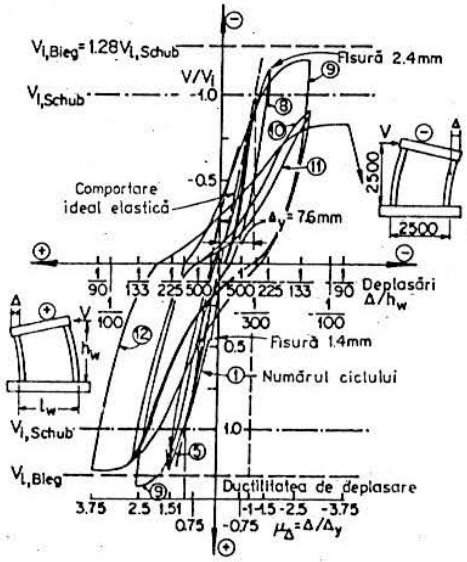


Fig. 7.6. Comportarea histeretică a unui perete scurt la cedarea din lunecare.

rezistență. La ductilitatea de deplasare μ_Δ de peste – 3,75, rezistența la lunecare și prin urmare capacitatea de rezistență a peretelui s-au apropiat de zero.

O anumită reducere a capacității de disipare a energiei poate fi acceptată în pereții de acest tip, cu condiția ca ductilitatea necesară de deplasare să nu conducă la o reducere excesivă a efortului capabil. Calculul acestui tip de pereți structurali poate fi efectuat, conform fig. 7.7, pe baza unei relații dintre rezistența la lunecare și disponibilul de ductilitate [A12]. Procedeul este similar cu cel de determinare a comportării la forța tăietoare a stâlpilor de poduri [A13].

Fig. 7.6 arată că rezistența inițială la lunecare a peretelui experimental a scăzut la creșterea cerinței de ductilitate în urma solicitării ciclice. Deci, în timp ce la comportarea inelastică a unui perete structural forța tăietoare este hotărâtoare, rezistența la lunecare și ductilitatea capabilă pe care se contează în calcul trebuie reduse.

Rezistența inițială la forțe tăietoare $V_{i,e}$ a unui perete (v. fig.7.7) poate fi stabilită cu modelele de calcul obișnuite, care iau în calcul o contribuție importantă a betonului [ecuația (3.40)]. Această contribuție și, în consecință, rezistența la forțe tăietoare $V_{i,e}$ scad la creșterea cerinței de ductilitate. Rezistența la forța tăietoare $V_{i,e}$ poate fi deci considerată în calcul numai atunci când cerințele de ductilitate sunt foarte mici. Această rezistență la forțe tăietoare poate fi utilizată la aplicarea unui procedeu prudent numai la calculul pereților structurali care rămân elastici ($\mu_\Delta \le 1$, calculul pentru forța "elastică" echivalentă = forța tăietoare) - conform liniei (A) din fig. 7.7. Dacă, dimpotrivă, rezistența la forțe tăietoare $V_{i,f}$ a peretelui, calculată preponderent pe baza contribuției armăturii orizontale de lunecare [contribuția betonului la rezistența la lunecare calculată numai cu ecuația (3.43)] depășește forța tăietoare la atingerea rezistenței la încovoiere la suprarezistență, putem aștepta o comportare ductilă, controlată de încovoiere [linia (B) din fig. 7.7]. Astfel au fost analizate ambele cazuri limită.

La pereții scurți fără armare diagonală împotriva lunecării conform 5.6.5, se va proceda la o limitare a ductilității de calcul la valoarea $\mu_{\Delta f}$ pentru comportarea plastică. Această limitare poate fi estimată în funcție de zvelțețea peretelui A_r. Zvelțețea peretelui se definește după cum urmează:

$$A_r = \frac{h_w}{l_w}, \tag{7.15}$$

unde h_w este înălțimea liberă; l_w – lungimea peretelui în secțiunea orizontală.

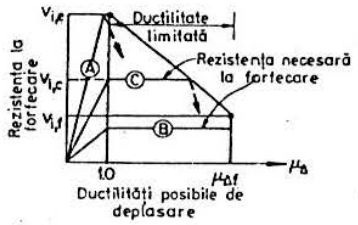


Fig. 7.7. Relația între rezistența la forfecare și ductilitatea capabilă.

Cu aceasta, ductilitatea $\mu_{\Delta f}$ poate fi estimată cu următoarea ecuație [X3]:

$$\mu_{\Delta f} = 0{,}5(3A_r + 1) \le 5 \tag{7.16}$$

De exemplu, forțele orizontale echivalente ale unui perete, conform fig. 7.6 (A_r=1), trebuie să corespundă unei ductilități de deplasare egale cu 2, în cazul în care această ductilitate urmează să rezulte din curgerea datorată încovoierii. Pe de altă parte, ecuația (7.16) permite pentru $A_r \ge 3$ ductilități de deplasare de $\mu_\Delta = 5$ cu forțele seismice echivalente mici, corespunzătoare.

Cazul unui perete cu ductilitate limitată, care cedează la lunecare, este reprezentat în fig. 7.7 prin linia (C) și se situează între cele două cazuri limită analizate mai sus. Rezistența la încovoiere a acestui perete este mai mare decât cea necesară conform forțelor seismice echivalente. Din acest motiv, după câteva cicluri inelastice de efort, rezistența la lunecare $V_{i,e}$ limitează capacitatea de efort. Acest lucru este admisibil atunci când la stabilirea forțelor seismice echivalente s-a utilizat o ductilitate de deplasare limitată $\mu_\Delta < \mu_{\Delta f}$. La stabilirea lui $V_{i,e}$, contribuția betonului la rezistența la lunecare va fi aplicată cel mult conform ecuației (3.43).

b) Aplicarea procedeului de calcul

Următorul exemplu simplificat urmează să servească la ilustrarea procedeului de calcul pentru un perete structural de acest tip.

Un perete structural cu zvelțețea $A_r = 2$ ar fi dimensionat să se comporte elastic pentru o valoare a forței tăietoare orizontale (forța sesmică echivalentă) de 4000 kN. Dacă ductilitatea de încovoiere poate fi asigurată, conform ecuației (7.16) se poate conta pe o ductilitate de deplasare de $\mu_{\Delta f} = 0{,}5(3 \cdot 2 + 1) = 3{,}5$. Din spectrul de răspuns inelastic, de exemplu din fig. 2.28, reducerea forței tăietoare (forței seismice echivalente) pentru acest sistem structural cu o perioadă fundamentală de oscilație T_1, relativ mică, poate fi determinată relativ ușor în funcție de ductilitatea de calcul μ_Δ.

Relația între valoarea de calcul a forței tăietoare V_u (forța seismică echivalentă) și ductilitatea de deplasare μ_Δ utilizată în acest exemplu este reprezentată în fig. 7.8. Cu aceasta, forța tăietoare de calcul (forța seismică echivalentă) poate fi redusă la 1400 kN [variația pentru funcția de reducere $V_u = V_{el}/\mu_\Delta$ (v. 2.2.6,a), care nu a fost utilizată în cazul de față, și care este valabilă pentru sistemele structurale cu oscilație lentă, este reprezentată în figură cu linie întreruptă]. Datorită prezenței tălpilor largi, forța tăie-

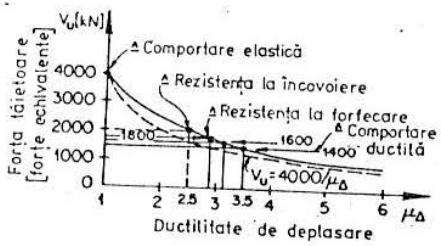


Fig. 7.8. Relația între valoarea de calcul a forței tăietoare V_u și ductilitatea de deplasare μ_Δ pentru un perete structural cu ductilitate limitată.

toare, asociată valorii de calcul a rezistenței la încovoiere a armăturii verticale minime, este totuşi de 200 kN. Fig. 7.8 arată că la o comportare predominantă de încovoiere rezultă pentru această valoare o ductilitate de deplasare de $\mu_\Delta \approx 2,5$. Conform metodei proiectării capacității de rezistență ar fi necesar să se considere, pentru acest perete, fără a se lua în considerație un coeficient de amplificare dinamică, o rezistență la lunecare calculată cu rezistențele de calcul, de ordinul de mărime de $V_i = V_o = \lambda_o \cdot 2000/\Phi \approx$ $\approx$3100 kN. Preferăm deci să calculăm acest perete cu ductilitate limitată ca având o solicitare predominantă de forță tăietoare. Reiese că forța tăietoare de calcul de 1800 kN nu necesită o armare transversală excesivă. Aplicând relația în fig. 7.8 şi valorile corespunzătoare de colț:

- 1400 kN = $V_{i,f} \cdot \Phi$ pentru $\mu_{\Delta f} = 3,5$ şi
- 4000 kN $\geq$ $= V_{i,e} \cdot \Phi$ pentru $\mu_\Delta = 1,0$,

rezultă pentru 1800 kN = $V_{i,c} \cdot \Phi$ o ductilitate de deplasare de aproximativ μ_Δ=3,1. Conform fig. 7.8 obținem pentru μ_Δ=3,1 o forță tăietoare de aproximativ 1600 kN. Dimensionarea la rezistența la lunecare, deteminată cu rezistența de calcul de $V_{i,c}$=1800/$\Phi \approx$ 2100 kN, este deci pe deplin suficientă.

Pentru stabilirea armăturii transversale necesare se poate utiliza, pentru estimarea contribuției betonului v_c, un procedeu asemănător cu cel din fig. 7.7. Deoarece armarea transversală necesară din pereți, a căror rezistență la încovoiere este determinată predominant de armarea verticală, este redusă, acest efort nu este practic necesar. În cazul în care acesta pare justificat, se poate aplica o interpolare lineară în care, pentru stabilirea lui v_c la rezistența la lunecare $V_{i,e}$, se utilizează ecuația (3.40), iar la $V_{i,f}$, ecuația (3.43). În majoritatea cazurilor, pentru această apreciere este mai indicată ecuația mai prudentă (7.13), indicată pentru pereții structurali cu efort predominant de încovoiere.

c) Limitarea avariilor

Pereții structurali cu ductilitate limitată suferă la cutremurul de proiectare deformații mai mici şi sunt mai uşor de reparat decât pereții complet ductili, care se deformează mai puternic. În cazul pereților structurali cu ductilitate limitată, alcătuiți constructiv în mod corespunzător, datorită deformațiilor inelastice de încovoiere se deschid fisuri cu o lățime moderată. Cercetările experimentale au arătat totuşi că pereții cu o armare transversală redusă au tendința de a dezvolta un număr redus de fisuri oblice cu lățime mare. În peretele prezentat în fig. 7.5, la efortul corespunzător aproape exact jumătății rezistenței la lunecare, în ciclul (1) pe direcție pozitivă, s-a format brusc o fisură principală oblică cu lățimea de 1,4 mm. La o deplasare corespunzătoare cu μ_Δ=1,5 ($\Delta=h_w/225$) pe direcție negativă, în ciclul (8), lățimea fisurii diagonale a crescut la 2,4 mm.

Acest fapt trebuie avut în vedere atunci când utilizăm pereți cu ductilitate limitată armați uşor. Pentru asigurarea unei limitări mai bune a avariilor la cutremurele de intensitate medie, în cazul unor astfel de pereți structurali, în care predomină forța tăietoare, poate fi mai bine să se prevadă numai o ductilitate foarte mică sau nulă. Acest lucru poate fi asigurat adesea, fără costuri suplimentare excesive, printr-un grad ceva mai mare de armare.

7.5. Sisteme mixte cu ductilitate limitată

Principiile descrise în paragrafele anterioare ale prezentului capitol pentru diferite sisteme structurale cu ductilitate limitată pot fi aplicate pentru elementele corespunzătoare ale sistemelor structurale mixte, analizate în capitolul 6. Din acest motiv nu vom prezenta aici un procedeu de calcul special pentru astfel de sisteme structurale.

În sistemele structurale mixte de acest tip, cum ar fi de exemplu cel prezentat în fig. 7.1,*c*, pereții structurali sunt hotărâtori pentru transmiterea acțiunilor orizontale. Din acest motiv poate fi introdus de cele mai multe ori un sistem structural primar, de tipul celui prezentat în subcapitolul 7.3.

8

INFRASTRUCTURI ŞI FUNDAŢII

8.1. Introducere

Prezentul capitol se referă atât la *fundaţiile din beton armat* propriu-zise (tălpi diverse, fundaţii pe piloţi) cât şi la *infrastructuri* constituite din cutii rigide din beton armat, pereţi mulaţi şi alte sisteme similare*). Se tratează, de asemenea, unele probleme ale terenului de fundare. În capitol se precizează *particularităţile* specifice structurilor supuse acţiunilor seismice.

Se acceptă de la început faptul că încărcările din vânt nu sunt hotărâtoare pentru dimensionarea fundaţiilor.

Una dintre cele mai importante cerinţe la proiectarea sistemelor de fundaţii la acţiuni seismice este aceea potrivit căreia încărcările gravitaţionale trebuie preluate şi transmise în condiţii de deplină siguranţă la dezvoltarea mecanismelor alese de disipare de energie. În acest sens este absolut obligatoriu să se definească clar, înainte de proiectarea propriu-zisă a fundaţiilor, căile de transmitere a încărcărilor seismice în întregul sistem structural. După aceasta se vor trata zonele plastice din suprastructură şi, dacă este cazul, din infrastructură, astfel încât să respecte cerinţele specifice de ductilitate. Se va avea în vedere că, în nici un caz, nu pot fi admise degradări în fundaţii sub încărcări gravitaţionale [T1].

La proiectarea sistemelor de fundare trebuie avute în vedere solicitările posibile ale acestora şi tipurile corespunzătoare de degradări. Din acest motiv, în prezentul capitol se tratează separat sistemele de fundare pentru cadre şi pentru pereţi structurali, corespunzător prezentărilor făcute în capitolele 4 şi 5. Se va renunţa la tratarea acelor

*) În literatura actuală de specialitate se accentuează faptul că preluarea şi transmiterea încărcărilor ce acţionează asupra unei construcţii se fac prin *sistemul structural* constituit din trei componente principale: (1) *suprastructura,* (2) *infrastructura şi/sau fundaţiile şi* (3) *terenul de fundare.* Această precizare este deosebit de importantă în cazul construcţiilor supuse predominant acţiunilor seismice, întrucât, în acest caz, interacţiunea celor trei componente este esenţială pentru înţelegerea corectă a comportării sistemului, în totalitate, şi pentru dirijarea controlată a deformaţiilor plastice. Traducătorul a adoptat acest punct de vedere adaptând, acolo unde a fost cazul, exprimările din textul

reguli de alcătuire constructivă care se bazează pe aceleaşi principii ca şi cele corespunzătoare elementelor suprastructurii.

Regulile de alcătuire constructivă a diferitelor elemente ale infrastructurilor şi fundaţiilor se stabilesc în raport cu tipul de comportare sub acţiuni seismice. Dacă se aşteaptă o comportare elastică, aceste elemente se vor alcătui conform regulilor obişnuite, folosite în cazul dimensionării la încărcări gravitaţionale şi din vânt. Dacă, însă, se prevede dezvoltarea unor deformaţii plastice în anumite părţi ale infrastructurii, acestea se vor alcătui, potrivit principiilor prezentate în capitolele precedente, astfel încât să fie capabile să dezvolte valori ale ductilităţii corespunzătoare cerinţelor. Din acest motiv trebuie, încă de la faza de predimensionare, să se stabilească clar dacă *se vor admite sau nu deformaţii plastice în infrastructură.* În consecinţă, în cele ce urmează, se vor trata separat sistemele de fundare *elastice* şi cele *ductile* [A10, B19].

Dimensionarea fundaţiilor este adeseori foarte sensibilă în raport cu distribuţia admisă a presiunilor pe teren, care influenţează direct eforturile secţionale. Din acest motiv trebuie oglindită în calcule împrăştierea proprietăţilor terenului de fundare, mai ales dacă se ţine seama de solicitările dinamice, repetate în ambele direcţii, acceptând – în mod aproximativ – mai multe valori pentru rigiditatea dinamică a terenului.

Principiile de dimensionare a fundaţiilor, descrise în prezentul capitol, se pot utiliza în egală masură pentru suprastructuri din beton armat sau metalice.

8.2. Alegerea tipului de comportare a infrastructurii şi fundaţiilor*)

Se pune problema alegerii tipului de fundaţie care să asigure o comportare controlată a suprastructurii la acţiunea celui mai puternic cutremur probabil. În acest scop trebuie făcută o distincţie clară între comportarea elastică şi cea plastică, atât pentru suprastructură cât şi pentru infrastructură. Această distincţie a fost ipoteza de bază în formularea metodei deterministe de dimensionare descrisă în capitolele precedente. Situaţiile tratate în continuare nu acoperă întreaga practică de proiectare. În schimb, principiile enunţate aici pot ajuta inginerul şi în rezolvarea altor cazuri.

*) În redactarea versiunii românesti a lucrării de faţă, traducătorul a acceptat următoarele definiţii pentru termenii de *fundaţie şi infrastructură. Infrastructura* s-a considerat acea componentă a sistemului structural care prezintă, în raport cu suprastructura, o creştere bruscă, semnificativă, de rezistenţă şi de rigiditate. De obicei, infrastructura este constituită dintr-un sistem de pereţi, dispuşi pe înălţimea subsolului (sau subsolurilor), care conlucrează cu planşeele care îi mărginesc sau pe care le străbat; în unele situaţii, infrastructura se poate întinde şi pe înălţimea unuia sau mai multor niveluri de la partea inferioară a construcţiei. Elementele structurale prin care se asigură rezemarea pe terenul de fundare a infrastructurii sau, în unele cazuri, direct a suprastructurii, le denumim *fundaţii.* În cazurile în care există o infrastructură, aceasta conlucrează cu fundaţiile, prin intermediul cărora reazemă pe teren, formând o unică componentă structurală. În cazurile în care suprastructura reazemă direct pe teren, prin intermediul fundaţiilor (cazul, de exemplu, al halelor industriale sau al unor construcţii fără subsol), acestea s-ar putea considera, în conformitate cu definiţia de mai sus, ca fiind un caz particular de *infrastructură.* Totuşi, pentru a evita eventualele confuzii (prin ignorarea uzului curent al termenului de fundaţie) şi pentru a nu supralicita sensul termenului de infrastructură, vom păstra distincţia enunţată între cei doi termeni (n. trad.).

8.2.1. Suprastructura elastică

În anumite condiţii specifice se poate considera o comportare elastică a suprastructurii sub încărcările corespunzătoare cutremurului de proiectare. Această situaţie poate fi prevăzută, în mod intenţionat, prin dimensionare sau ea poate fi întâlnită atunci când capacitatea de rezistenţă la acţiuni seismice este, din alte motive, suficient de mare.

a) Infrastructuri elastice

Acestea corespund situaţiilor în care în toate elementele suprastructurii şi infrastructurii nu se aşteaptă deformaţii plastice. Este, în general, cazul unor construcţii joase sau al unor construcţii cu dimensiuni mari în plan, prevăzute cu pereţi structurali.

b) Infrastructuri ductile

Când capacitatea de rezistenţă a suprastructurii este mai mare dacât cea corespunzătoare cutremurului de proiectare, inginerul proiectant poate limita, cu ajutorul infrastructurii, valorile maxime ale forţelor seismice pe care le poate prelua sistemul structural. În aceste cazuri infrastructura (şi nu suprastructura) este locul în care se va disipa energie în timpul comportării inelastice a construcţiei. Toate cerinţele corespunzătoare comportării ductile trebuie, în aceste cazuri, să fie îndeplinite de către infrastructură. Înainte, însă, de a accepta o asemenea situaţie trebuie cântărite cu atenţie consecinţele degradărilor din infrastructură. Fisurile puternice ce însoţesc deformaţiile plastice pot fi localizate, de obicei, cu dificultate la nivelul infrastructurii şi fundaţiilor În plus, repararea degradărilor din aceste zone se face cu dificultate.

c) Fundaţii cu zona activă (cu dezlipire de teren)

La proiectarea sistemelor de fundare apare, uneori, necesitatea de a transmite terenului momente încovoietoare puternice, chiar dacă acestea corespund unor armări modeste ale pereţilor suprastructurii, astfel încât fundaţiile să nu se degradeze şi stabilitatea la răsturnare a întregii construcţii să fie asigurată. În astfel de cazuri se pot alege, pentru construcţia în totalitate sau pentru părţi ale acesteia, fundaţii cu *zona activă*, care se dezlipesc parţial de teren (vezi subcapitolul 8.4.3). Premisa pentru asemenea soluţie o constituie o analiză dinamică detaliată a comportării fundaţiei şi a terenului. Forţele orizontale maxime ce trebuie transmise de aceste fundaţii corespund forţelor capabile ale suprastructurii. La aceste acţiuni, porţiunile de fundaţie ce lucrează cu zona activă (prin dezlipire de teren) ca şi zonele corespunzătoare ale suprastructurii pot fi dimensionate elastic.

8.2.2. Suprastructura ductilă

În capitolele precedente a fost descrisă aplicarea metodei proiectării capacităţii de rezistenţă la structuri ductile. Ea se bazează pe dirijarea disipării de energie în anumite zone, în timp ce părţi importante ale structurii vor rămâne elastice prin asigurarea unei capacităţi suficiente de rezistenţă care să evite dezvoltarea de deformaţii plastice (în aceste porţiuni). Întrucât, la încărcările orizontale, în suprastructură se pot dezvolta fenomene de suprarezistenţă, infrastructura trebuie astfel concepută încât să fie capabilă

să transmită la teren sau la piloţi aceste eforturi. În caz contrar, comportarea postelastică presupusă a suprastructurii nu va avea loc.

Trebuie, în mod conştient, să se decidă dacă solicitările suprastructurii plastificate pot fi preluate de către infrastructura *elastică* sau dacă, în cazuri extreme, se vor admite zone plastice şi în infrastructură.

8.2.3. Presiunile pe terenul de fundare

La stabilirea presiunii admisibile de calcul pe terenul de fundare, în gruparea fundamentală de încărcări, se admite, în general, un coeficient de siguranţă de minimum doi. Sub acţiuni seismice, chiar cu mobilizarea integrală a suprarezistenţei suprastructurii, sau numai a unei părţi a acesteia, solicitările la nivelul terenului de fundare ating, din acest motiv, rareori valorile critice. Trebuie totuşi verificate presiunile pe teren, generate de suprastructura ajunsă la plastificare şi cu considerarea suprarezistenţei, pentru ca să nu se ajungă la deformaţii remanente ale terenului de fundare sub solicitările corespunzătoare suprastructurii încă nedegradate.

8.2.4. Frecarea pe terenul de fundare

Forţele orizontale pot fi transmise terenului prin frecare. În tabelul din fig. 8.1 sunt date valori recomandabile ale coeficientului de frecare [U5]. Sunt considerate valori maxime ale acestor coeficienţi care corespund unor deplasări mari pe teren. Chiar dacă este posibilă dezvoltarea unor fenomene de coeziune, acestea sunt incluse în coeficienţii recomandaţi.

Tipul de teren	Coeficient de frecare
Stâncă intactă, nedegradată	≥ 0,70
Pietriş curat, amestecuri pietriş-nisip, nisip aspru	0,55 - 0,60
Nisip curat, fin până la mediu; nisip mâlos mediu până la aspru, pietriş argilos sau mâlos	0,45 - 0,55
Nisip curat fin, nisip mâlos sau argilos fin până la mediu	0,35 - 0,45
Aluviuni (mâl) nisipoase, mâl neplastic	0,30 - 0,35
Argile foarte rigide, tari sau preîncărcate	0,40 - 0,50
Argile de rigiditate medie sau rigide, argile mâloase	0,30 - 0,35

Fig. 8.1. Coeficienţi de frecare între fundaţiile de beton şi diferite terenuri de fundare.

8.3. Fundaţii şi infrastructuri pentru structurile în cadre

8.3.1. Fundaţii izolate sub stâlpi

Eforturile în stâlpi, generate de încărcările gravitaţionale şi de forţele seismice, pot fi transmise terenului de fundare prin fundaţii izolate (fig. 8.2). Aceasta este soluţia curentă atâta timp cât, din motive tehnice, o soluţie cu radier nu este posibilă sau este inutilă.

Preluarea momentului de răsturnare prin fundaţii izolate este puternic dependentă de mărimea forţelor axiale de compresiune din stâlpi. Situaţia curentă, avantajoasă, este cea arătată în fig. 8.2,*a*, când la baza stâlpului se formează o articulaţie plastică. Dacă talpa fundaţiei nu este suficient de mare, o latură a acesteia se poate dezlipi de teren, iar stâlpul şi fundaţia rămân elastice (fig. 8.2,*b*). Dacă nu se prevăd măsuri adecvate, în terenul de fundare vor rămâne deformaţii permanente. Dacă fundaţia nu este protejată prin aplicarea principiilor proiectării capacităţii de rezistenţă, se pot produce deformaţii plastice în fundaţie (fig. 8.2,*c*). Datorită deformaţiilor remanente ale fundaţiei, mai ales după acţiunea seismică în ambele sensuri, marginile fundaţiei se dezlipesc de teren şi se diminuează capacitatea ei de a transmite încărcări gravitaţionale şi se pot produce tasări. În plus, armăturile fundaţiei sunt expuse coroziunii (datorită deschiderii excesive, remanente a fisurilor) iar repararea ei este, practic, imposibilă.

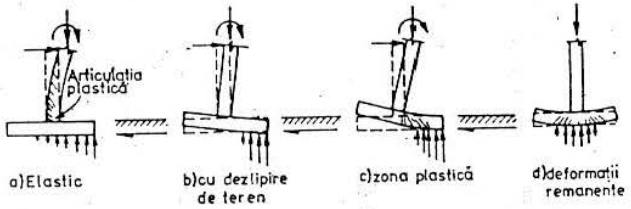


Fig. 8.2. Comportarea fundaţiilor izolate sub stâlpi.

Fundaţiile izolate sub stâlpi sunt folosite, în mod curent, pentru clădiri cu unul-două niveluri.

8.3.2. Fundaţii izolate, cuplate

O soluţie raţională pentru preluarea unor momente importante, asociate formării de articulaţii plastice la baza stâlpilor, o constituie legarea fundaţiilor izolate cu rigle de cuplare rigide. fig. 8.3 ilustrează posibilitatea obţinerii unui grad înalt de încastrare la baza stâlpilor prin acest procedeu.

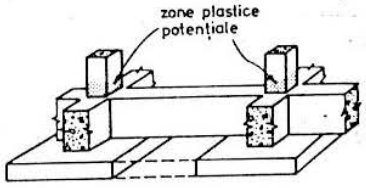


Fig. 8.3. Cuplarea prin rigle a fundaţiilor izolate.

Astfel de rigle de cuplare, relativ înalte, pot prelua, în general în bune condiţii, momentele plastice din stâlpi calculate cu suprarezistenţa materialelor. Întrucât chiar şi fundaţiile izolate pot avea o contribuţie la preluarea momentelor calculate cu suprarezistenţă, dimensionarea lor la încărcări gravitaţionale şi la forţele seismice

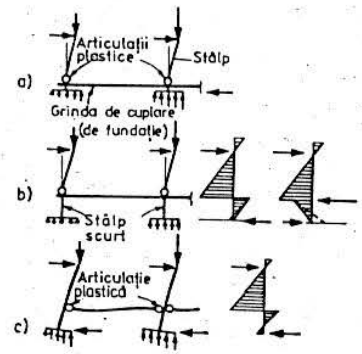


Fig. 8.4. Modelul de calcul al unui sistem de fundaţii cu rigle de cuplare.

echivalente poate acoperi situaţia formării mecanismului de disipare de energie în suprastructură, cu dezvoltarea suprarezistenţei. Trebuie luate în considerare şi forţele verticale generate de forţele tăietoare din riglele de cuplare. Modelul de calcul al acestui sistem este ilustrat în fig. 8.4,*a*.

Dacă în sistemul de fundare se atinge capacitatea de rezistenţă sub solicitările suprastructurii calculate cu suprarezistenţă, înseamnă că – în mod curent – nu apar deformaţii plastice în fundaţii şi, deci, acestea nu trebuie alcătuite constructiv ca elemente ductile.

Capătul stâlpilor de la nivelul fundaţiilor, respectiv la cel al riglei de cuplare, trebuie dimensionat şi alcătuit cu atenţie. Se ajunge la o situaţie asemănătoare aceleia din fig. 4.47,*a, b,c* şi 4.48,*a* şi *b*.

Atunci când trebuie micşorată presiunea pe teren, aria tălpii fundaţiilor poate fi mărită, aşa cum se arată cu linie punctată în fig. 8.3, ajungându-se la tălpi continue de fundaţie.

Dacă terenul bun de fundare se găseşte la o adâncime mai mare, se pot continua stâlpii sub rigla de cuplare (fig. 8.5). Aceste capete de stâlp (sub nivelul riglei de cuplare) necesită o atenţie deosebită, pentru a evita – în ele – apariţia de deformaţii inelastice sau de ruperi prin forţe tăietoare. În general trebuie avut în vedere ca

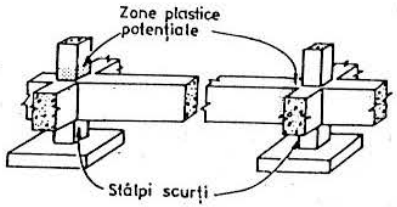


Fig. 8.5. Fundatii izolate cu stâlpi scurti, legate cu rigle.

disiparea de energie prin articulaţii plastice să fie limitată la stâlpi, aşa cum este sugerat în partea stângă a fig. 8.5.

Modelul din fig. 8.4,*b* arată că momentele încovoietoare şi forţele tăietoare din capul de stâlp de sub rigla de cuplare depind de modul de transmitere a forţelor seismice orizontale (forţa tăietoare în stâlp) la teren şi de gradul de încastrare în fundaţie, respectiv de rotirea şi deplasarea fundaţiilor izolate pe teren. Este, astfel, important de stabilit dacă forţa tăietoare în stâlp va fi preluată de rigla de cuplare sau de către fundaţie.

În mod excepţional se pot admite articulaţii plastice în riglele de cuplare (fig. 8.4,*c* şi fig. 8.5 dreapta). Capacitatea de rezistenţă a stâlpului, deasupra sau dedesubtul riglei de cuplare, se va face, în acest caz, potrivit celor arătate în subcapitolul 4.5. Totodată, vor trebui observate principiile de dimensionare a nodurilor de cadru, în vecinătatea zonelor plastice, prezentate în subcapitolul 4.7.

Riglele de cuplare, în ambele direcţii ortogonale, au de asemenea rolul de a lega întregul sistem de fundaţii. Ipoteza potrivit căreia forţele orizontale sunt transmise de către fiecare fundaţie, considerată izolat, la terenul de fundare este, în general, incorectă. În acest sens, riglele de cuplare creează redistribuţii ale eforturilor (corespunzătoare forţelor orizontale) între fundaţii. Unele norme [A6] recomandă să se ia în considerare, la dimensionarea riglelor de cuplare, forţe axiale de întindere şi compresiune. O valoare tipică a acestor forţe axiale este de 10 % din forţa axială maximă din stâlpii legaţi prin rigla de cuplare.

8.3.3. Subsoluri rigide

Subsoluri pe unul sau mai multe niveluri, rigidizate prin pereţi de beton armat (cutii rigide, cuve) creează soluţia ideală de a transmite forţele de la structura în cadre la terenul de fundare. Eforturile secţionale corespunzătoare plastificării cu suprarezistenţă a sistemului de cadre sunt preluate cu uşurinţă, fără a ridica probleme deosebite la dimensionarea elastică a infrastructurii.

8.4. Infrastructuri şi fundaţii pentru sistemele cu pereţi structurali

Cerinţele pentru fundaţiile sistemelor cu pereţi structurali sunt deosebit de severe întrucât, la acestea, reacţiunile pe teren la acţiunile seismice sunt concentrate, de obicei, într-un număr redus de puncte şi nu distribuit, ca în cazul structurilor în cadre. Comportarea sistemului de fundare este hotărâtoare pentru comportarea de ansamblu a sistemului structural (vezi subcapitolul 5.1, paragrafele 1 şi 2). Din aceste motive, problemele fundării sistemelor cu pereţi structurali vor fi examinate mai amănunţit.

8.4.1. Infrastructuri şi fundaţii elastice

Dimensionarea fundaţiilor elastice pentru sisteme de pereţi structurali elastici nu necesită explicaţii suplimentare (vezi 8.2.1,a).

Principiile simple pentru realizarea infrastructurilor şi fundaţiilor elastice pentru suprastructuri ductile vor fi descrise în cele ce urmează.

a) Solicitări

Conform principiului proiectării capacităţii de rezistenţă, solicitările fundaţiilor vor fi cele din eforturile secţionale corespunzătoare plastificării cu suprarezistenţă a pereţilor structurali, articulaţiile plastice apărând, de obicei, la baza acestora. Se vor lua în considerare combinaţiile hotărâtoare de încărcări gravitaţionale şi forţe seismice (vezi subcapitolele 5.4 şi 5.5). Pentru determinarea solicitărilor în elementele infrastructurii şi în fundaţii este necesar a stabili, mai întâi, reacţiunile pe terenul de fundare, respectiv în piloţi. Pentru aceste reacţiuni se vor lua valori înfăşurătoare care să acopere incertitudinile din evaluarea rigidităţii şi rezistenţei terenului de fundare (vezi subcapitolul 8.1).

Pentru infrastructurile şi fundaţiile pereţilor structurali ductili, proiectaţi conform subcapitolului 5.4, se consideră solicitările corespunzătoare comportării inelastice a suprastructurii după cum urmează:

1. Momentul care se dezvoltă la atingerea suprarezistenţei în secţiunea de încastrare a peretelui, care acţionează împreună cu forţa axială, este, conform ecuaţiei (5.31) $M_o = \Phi_{o,w} M_E$. În această relaţie $\Phi_{o,w}$ este factorul de suprarezistenţă al peretelui la încovoiere, iar M_E este momentul de încastrare la baza peretelui din forţele seismice echivalente.
2. Forţa tăietoare seismică la baza peretelui se ia forţa tăietoare de calcul a zonei plastice a peretelui, determinată conform ecuaţiei (5.33) $V_o = \omega_v \Phi_{o,w} V_E$. În această relaţie ω_v este factorul de amplificare dinamică pentru forţa tăietoare din perete conform ecuaţiei (5.34) sau (5.35), iar V_E este forţa tăietoare în perete dată de forţele echivalente orizontale. La pereţii sistemelor duale se va folosi ω_v^*, conform ecuaţiei (6.10).
3. Împreună cu solicitările din acţiunea seismică, se vor lua în considerare solicitările gravitaţionale multiplicate cu factorii de încărcare corespunzători [vezi ecuaţiile (1.8) şi (1.9)].

b) Dimensionarea elementelor infrastructurii

Fiecare element al infrastructurii trebuie să fie capabil să preia solicitările generate de suprarezistenţa suprastructurii. Capacităţile de rezistenţă ale elementelor infrastructurii se vor determina cu valorile de calcul ale rezistenţelor materialelor. Nu este necesar a lua în considerare factorul de reducere al capacităţii de rezistenţă, respectiv se poate considera $\Phi = 1{,}0$ [vezi ecuaţia (1.3.4,a)].

c) Presiuni pe teren

Tălpile fundaţiilor (infrastructurii) trebuie astfel dimensionate încât, în orice situaţie, deformaţiile inelastice ale terenului, la suprarezistenţa suprastructurii, să fie neglijabile.

d) Alcătuire constructivă

În infrastructurile proiectate aşa cum s-a arătat mai sus nu se aşteaptă dezvoltarea de deformaţii postelastice şi nici disipare de energie prin astfel de deformaţii. Prin urmare, în aceste structuri nu se pun condiţii constructive deosebite. Astfel, este admisă acceptarea unei anumite contribuţii a betonului la preluarea forţelor tăietoare [relaţiile

(3.37) şi (3.47)], iar prevederile referitoare la confinarea betonului vor fi cele pentru structuri solicitate predominant gravitaţional şi la acţiunea vântului.

e) Fundaţii pentru pereţi structurali cu ductilitate limitată

Principiile enunţate anterior pot fi utilizate şi în cazul sistemelor cu pereţi structurali cu ductilitate limitată, dimensionate prin metoda proiectării capacităţii de rezistenţă.

8.4.2. Infrastructuri ductile

În cazul descris în subcapitolul 8.2.1,b, al infrastructurilor ductile, zonele principale de disipare de energie se află la nivelul infrastructurii. Trebuie accentuat din nou că, în aceste cazuri, trebuie clarificate din toate punctele de vedere urmările fisurării accentuate a elementelor infrastructurii sau fundaţiilor, având în vedere faptul că, în aceste zone, reparaţiile sunt uneori imposibile. La dimensionare vor fi avute în vedere următoarele aspecte.

a) Zonele plastice

Zonele în care se prevede că se va produce disiparea de energie vor fi clar definite şi alcătuite corespunzător. Dacă aceste elemente structurale au dimensiuni şi alcătuiri care se îndepărtează mult de cele ale cadrelor curente, se va verifica ductilitatea lor capabilă.

La elementele infrastructurii care se încadrează în categoria elementelor scurte se va examina efectul zvelteţei asupra ductilităţii lor capabile, aşa cum s-a făcut pentru pereţii structurali în capitolul 5. Ca lungime a riglei de cuplare, respectiv a peretelui de cuplare, se va lua distanţa între punctul de moment nul şi punctul de moment maxim din articulaţia plastică.

b) Controlul ductilităţii

Mărimea forţelor echivalente ce acţionează asupra sistemului structural, în totalitatea sa, producând plastificarea infrastructurii, depinde de ductilitatea infrastructurii şi nu de cea a suprastructurii. În consecinţă, ductilitatea de calcul va trebui determinată pe baza ductilităţii capabile a infrastructurii.

c) Forţe tăietoare

Forţele tăietoare în diferitele elemente ale infrastructurii vor fi determinate pe baza principiului proiectării capacităţii de rezistenţă, care acceptă că se formează zone plastice în care se dezvoltă suprarezistenţa. În elementele scurte ale infrastructurii pot fi determinante forţele tăietoare, iar utilizarea unei armări diagonale, similare celei recomandate în subcapitolul 5.4.4 pentru riglele de cuplare, poate fi avantajoasă.

d) Solicitări inelastice ciclice

Trebuie acordată o atenţie deosebită influenţei solicitărilor ciclice inelastice asupra riglelor de cuplare a fundaţiilor, asupra fundaţiilor izolate, piloţilor şi capetelor piloţilor întrucât lipsesc cercetări experimentale în acest domeniu. Infrastructurile solicitate ciclic, inelastic, nu au fost investigate complet până în prezent şi, din acest motiv, recomandările date în literatura de specialitate sau în norme nu acoperă toate cazurile

posibile. Prin urmare, dimensionarea şi alcătuirea constructivă a acestor elemente trebuie făcute cu atenţie şi în mod acoperitor.

e) Pereţi structurali elastici

Atunci când secţiunea critică a peretelui structural poate prelua solicitările corespunzătoare suprarezistenţei infrastructurii, cu capacităţi calculate cu rezistenţele de calcul ale materialelor, acesta nu mai trebuie să respecte condiţiile specifice elementelor supuse predominant acţiunii seismice. Asemenea pereţi structurali vor putea fi dimensionaţi şi alcătuiţi similar elementelor supuse predominant încărcărilor gravitaţionale şi din vânt.

8.4.3. Fundaţii (infrastructuri) basculante

Cu condiţia examinării dinamice detaliate a sistemului, se poate accepta un anumit nivel de disipare de energie, la cutremure moderate, prin bascularea fundaţiilor, respectiv a infrastructurii. (vezi 8.2.1,c). Valoarea minimă a forţei orizontale de la care se poate accepta dezlipirea de teren a unei margini a fundaţiei ("bascularea") poate fi apreciată prin raţionamente privind limita acceptată de apariţie a avariilor. Ea corespunde aproximativ forţelor seismice echivalente a sistemelor cu ductilitate medie ($\mu_\Delta \approx 3$). Se obţine astfel ca mişcarea de rotaţie (balansarea) a infrastructurii să înceapă aproximativ la aceeaşi valoare a acţiunii seismice la care începe plastificarea structurilor cu ductilitate limitată.

La studiul mişcării de basculare, pereţii structurali ai suprastructurii şi infrastructurii vor fi consideraţi ca un singur tot (fig. 8.6). Mişcarea de basculare implică o interacţiune între teren şi construcţie. Bascularea unei părţi a sistemului structural în raport cu o altă parte, pe care reazemă cea dintâi, nu va fi luată în consideraţie în cele ce urmează.

Întrucât există puţină experienţă privind comportarea fundaţiilor basculante, sunt necesare studii dinamice speciale care să clarifice aspecte ale dimensionării acestora şi ale posibilităţilor de utilizare [P36]. Unele urmări ale acceptării încastrării parţiale a pereţilor structurali în fundaţii au fost discutate în subcapitolul 6.2.3. La dimensionarea fundaţiilor basculante sunt de observat următoarele aspecte.

a) Forţe verticale

Forţele verticale care acţionează asupra fundaţiilor basculante se determină cu ajutorul ecuaţiilor (1.8) şi (1.9). Ele rezultă din eforturile secţionale din încărcări

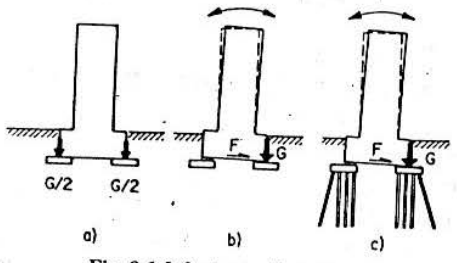


Fig. 8.6. Infrastructuri basculante.

gravitaţionale şi seismice, multiplicate cu coeficienţi ai încărcărilor. Aceste eforturi secţionale trebuie determinate cu considerarea contribuţiei plăcilor şi riglelor care conlucrează cu peretele şi care, datorită momentului de răsturnare, participă la plastificarea peretelui. Elementele structurale legate de peretele care tinde să se răstoarne sunt antrenate, mai ales în etajele superioare ale construcţiei, la parcurgerea unor deplasări relative mari (vezi fig. 6.16), care generează plastificarea lor creând un efect de suprarezistenţă la baza peretelui. Comportarea spaţială a întregii structuri trebuie, de asemenea, luată în consideraţie. De exemplu, riglele cadrelor situate între pereţi care tind să se răstoarne (vezi fig. 6.16) trebuie alcătuite astfel încât să aibă o comportare ductilă, asigurându-li-se capacitatea de a transmite, în condiţii de siguranţă, încărcările gravitaţionale şi în stadiul postelastic. Şi în aceste cazuri trebuie observate bazele metodei proiectării capacităţii de rezistenţă.

b) Forţe orizontale

Forţele orizontale ce acţionează concomitent cu cele verticale asupra unui perete structural rezultă din forţele ce generează mişcarea lui de răsturnare, la care trebuie luate în considerare şi influenţele altor pereţi sau cadre legate de acesta prin plăci şi rigle. Forţa totală orizontală ce acţionează asupra sistemului structural va fi calculată ca sumă a forţelor orizontale ce acţionează asupra tuturor pereţilor antrenaţi în mişcarea de răsturnare, ca şi asupra cadrelor care nu se răstoarnă, dar sunt legate de pereţi prin şaibe orizontale.

c) Cerinţe de ductilitate

La infrastructurile basculante trebuie făcute calcule amănunţite care să precizeze cerinţele de ductilitate a elementelor structurale, cu excepţia pereţilor proiectaţi pentru a rămâne elastici. Trebuie apoi verificat ca cerinţele de ductilitate să nu depăşească valorile capabile acceptate. Aceasta necesită o considerare completă a comportării fiecărui element structural sub deplasările orizontale şi verticale generate de mişcarea de răsturnare a pereţilor structurali.

d) Presiuni pe teren

Când o margine a infrastructurii tinde să se dezlipească de pe teren, în marginea opusă se dezvoltă forţe mari. Ariile de transmitere la teren a acestor forţe trebuie dimensionate astfel încât să nu apară deformaţii plastice excesive în terenul de fundare, care sunt greu de evaluat şi care pot produce deplasări şi deformaţii remanente în suprastructura care ar putea fi, de altfel, fără degradări. Aceste raţionamente ar putea conduce la prevederea unor fundaţii suplimentare, independente, pentru transmiterea forţelor la teren, amplasate sub punctele sau liniile de răsturnare (fig. 8.6). Mărimea lor trebuie astfel determinată încât forţele să fie corect distribuite la teren, fără a provoca deformaţii plastice ale acestuia. Fundaţiile suplimentare pot fi dimensionate însă simplu şi din condiţia ca presiunile pe teren să poată fi preluate în condiţii de siguranţă în situaţia în care partea opusă se ridică de pe fundaţia ei (fig. 8.6,*b*).

e) Alcătuire constructivă

Dacă toate solicitările fiecărui perete basculant şi ale fundaţiei sale sunt determinate pe baza principiilor metodei proiectării capacităţii de rezistenţă şi dacă sunt luate în considerare toate influenţele cadrelor ductile şi ale altor elemente care nu sunt

antrenate în mişcarea de răsturnare, se poate accepta faptul că sistemul structural, basculant în totalitatea sa, este suficient apărat faţă de orice suprasolicitare. Dacă capacităţile de rezistenţă corespund cerinţelor respective, sistemul structural basculant nu va avea elemente care să se plastifice sau care să se rupă. În aceste condiţii, elementele structurii nu trebuie alcătuite ca elemente participante la preluarea acţiunii seismice, ci potrivit regulilor obişnuite, corespunzătoare structurilor solicitate predominant gravitaţional.

8.4.4. Fundaţii pe piloţi

a) Comportarea la acţiuni seismice

În timpul cutremurelor se concentrează asupra pereţilor structurali momente mari de răsturnare şi forţe orizontale mari care trebuie preluate de piloţii pe care sunt fundaţi aceştia. Fig. 8.7 arată cazuri tipice de astfel de fundaţii. În toate cele trei cazuri este acceptat că în pilotul din stânga apar forţe importante de întindere din suprapunerea încărcărilor orizontale cu cele verticale. Reacţiunile necesare echilibrului sunt transmise terenului de către piloţi.

Situaţia obişnuită şi recomandabilă este cea din fig. 8.7,*a*, în care peretele ductil este rezemat pe o fundaţie elastică constituită din piloţi ale căror capete sunt legate cu o placă. Acest sistem de fundaţie preia şi transmite eforturile secţionale corespunzătoare plastificării cu suprarezistenţă a peretelui, având capacitatea de rezistenţă calculată cu valorile de calcul ale rezistenţelor materialelor.

În infrastructurile ductile, proiectate conform celor arătate în subcapitolele 8.2.1,b şi 8.4.2, se poate repartiza piloţilor disiparea de energie, în timp ce suprastructura rămâne elastică. În cazul prezentat în fig. 8.7,*b*, disiparea de energie se face, înainte de toate, prin curgerea armăturii longitudinale din pilotul întins. Dezavantajul acestui mecanism, cu fisuri puternice în piloţi, adânc în pământ, este evident. Forţa corespunzătoare de compresiune, din celălalt pilot, necesită o confinare puternică a acestuia conform ecuaţiilor (3.22) şi (3.25).

Altă posibilitate de disipare de energie prin piloţi, arătată în fig. 8.7,*c*, constă în utilizarea de piloţi ce îşi transmit pământului încărcarea prin frecare. Aceasta poate

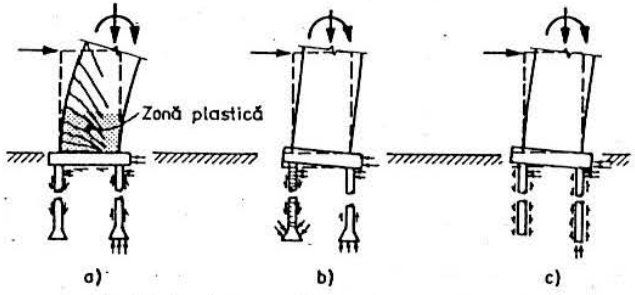


Fig. 8.7. Pereţi structurali rezemaţi pe fundaţii cu piloţi.

conduce iarăşi la probleme, întrucât, la cutremurul de la Mexico City din 1985, astfel de piloţi au fost complet smulşi din pământ [M15].

b) Acţiunea forţelor orizontale asupra piloţilor

Comportarea exactă a piloţilor sub acţiunea forţelor orizontale şi modul de dezvoltare a solicitărilor de încovoiere date de acestea pot fi foarte greu anticipate. O prezicere a comportării dinamice sub acţiuni seismice depinde, printre altele, de modelul de calcul utilizat, de mărimea şi variaţia cu adâncimea ale rigidităţii terenului, de dependenţa între reacţiunile terenului şi frecvenţe, de amortizarea realizată prin reflectarea undelor seismice şi prin frecare internă [W5]. Pentru calcule simple se poate utiliza modelul grinzii rezemate pe mediu elastic la care se consideră efectul unui pilot izolat dintr-un grup de piloţi printr-o variaţie potrivită a reacţiunii terenului în lungul pilotului [M16].

Deformaţiile pilotului în pământ sunt influenţate de comportarea dinamică la acţiuni seismice a suprastructurii şi, în anumite cazuri, de comportarea cinematică a terenului. Solicitările rezultate în pilot şi în teren pot conduce la curburi puternice ale piloţilor, mai ales când aceştia străbat straturi de teren cu rigidităţi diferite (vezi fig. 8.8). În asemenea cazuri, cu greu se poate evita formarea de articulaţii plastice în piloţi, chiar dacă se respectă principiile proiectării capacităţii de rezistenţă.

Se pot funda pe piloţi construcţii situate pe terenuri în pantă, prevăzând o umplutură de pământ între faţa terenului şi capul piloţilor sau chiar lăsând liberă această porţiune. Rigiditatea la forfecare a unor asemenea piloţi trebuie luată în considerare la repartizarea forţelor orizontale pe piloţi întrucât aceştia se comportă similar stâlpilor arătaţi în fig. 4.3 şi dimensionaţi cu formulele (4.5) – (4.9).

Dacă proiectantul nu poate stabili cu certitudine că întreaga forţa seismică orizontală este transmisă terenului prin alte mecanisme decât prin forţe orizontale pe capetele piloţilor, ipoteza dezvoltării de articulaţii plastice în capetele piloţilor este soluţia cea mai bună (fig. 8.8). Piloţii vor fi armaţi corespunzător ca ductilitatea necesară conform subcapitolului 8.4.4,c să poată fi realizată. Dacă din calcule rezultă că trebuie să se dezvolte articulaţii plastice şi în zonele inferioare ale piloţilor, aceste zone trebuie armate corespunzător.

Terenul din jurul piloţilor trebuie să distribuie forţa orizontală totală din aceştia, cu excepţia situaţiilor în care se poate demonstra una din următoarele:

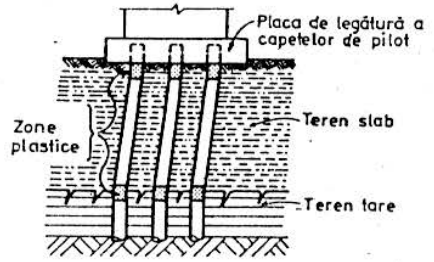


Fig. 8.8. Articulaţii plastice în piloţi, în cazul traversării unor terenuri de fundare cu proprietăţi diferite.

1. Forţa orizontală poate fi transmisă direct terenului prin nervuri ale tălpii unei fundaţii sau prin presiunea dezvoltată pe pereţi verticali (de exemplu pe pereţii de pe conturul unui subsol), când aceştia sunt turnaţi direct pe teren natural. Transmiterea de forţe pe umplutura de pământ nu poate fi acceptată în calcule.
2. Eforturile unitare de forfecare din teren rămân neglijabil de mici sub placa ce leagă capetele de pilot (altfel, piloţii vor prelua o mare parte a forţelor orizontale).

Transmiterea forţelor orizontale prin frecare (vezi 8.2.4) poate fi admisă numai în situaţiile în care se poate demonstra că, chiar dacă se produc tasări sau alte fenomene, o parte însemnată a forţelor verticale sunt transmise terenului prin suprafaţa de contact a elementului care ar urma să transmită şi forţele orizontale.

Piloţii pot transmite direct terenului forţe orizontale prin presiune laterală sau prin forţe axiale, atunci când sunt dispuşi înclinat (fig. 8.6).

c) Alcătuirea constructivă a piloţilor

Dimensionarea şi alcătuirea constructivă a piloţilor urmează regulile corespunzătoare referitoare la stâlpi. Capul superior al pilotului trebuie armat ca pentru o zonă plastică potenţială. Lungimea acestei zone l_p, măsurată de la faţa plăcii de legătură a piloţilor, va fi cât dimensiunea maximă a secţiunii transversale a pilotului, dar nu mai puţin de 450 mm.

Chiar şi atunci când, din calcule, nu rezultă eforturi unitare de întindere în secţiunea transversală a pilotului, acesta trebuie prevăzut cu o arie minimă de armătură care să respecte următoarele inegalităţi:

$$\frac{2{,}2A_g}{f_y} \le A_{st} = \frac{1560\sqrt{A_g}}{f_y} \le \frac{1{,}1A_g}{f_y} \qquad [\mathrm{N, mm^2}] \qquad (8.1)$$

Aceste condiţii sunt valabile pentru $0{,}5 \cdot 10^6\,\mathrm{mm^2} \le A_g \le 2 \cdot 10^6\,\mathrm{mm^2}$.

Armătura verticală maximă admisibilă, în zona plastică potenţială, se va lua ca pentru stâlpi, aşa cum a fost arătat în subcapitolul 4.5.9. Pentru a controla cu siguranţă locul de dezvoltare a articulaţiei plastice este important ca armăturile verticale să fie bine ancorate în capul pilotului (fig. 8.10).

Sunt, de asemenea, de observat următoarele reguli.

1. Piloţi din beton armat. În zonele plastice potenţiale vor fi prevăzute armături transversale, pentru preluarea forţelor tăietoare şi pentru confinarea betonului, conform regulilor date pentru stâlpi în subcapitolele 4.5.10,b şi c. Acestea se vor continua, pe o lungime de cel puţin trei ori dimensiunea maximă a secţiunii pilotului, cu armături transversale, care să respecte criteriile de preluare a forţelor tăietoare şi pe cele de confinare a betonului *în zonele învecinate articulaţiilor plastice*, conform subcapitolului 4.5.10,c (fig. 8.10).

Când nu este necesar a realiza o ductilitate importantă, poate fi prevăzută o armătură de confinare în zona plastică potenţială care să realizeze un coeficient de armare transversală ρ_s redus, conform ecuaţiilor (3.25) şi (3.28), cu factorul α după cum urmează:

$$\rho_{s,r} = \alpha\, \rho_s \qquad (8.2)$$

Factorul de reducere α poate fi luat conform fig. 8.9. Parametrii consideraţi în diagramele din această figură au fost determinaţi pe baza ipotezelor curent utilizate la calculul ductilităţii de curbură, a lungimii zonei plastice şi a cuantificării influenţei raportului moment/forţă tăietoare: *M/VD*, unde *D* este diametrul pilotului. Valorile determinate pe această cale corespund bine rezultatelor încercărilor [P48].

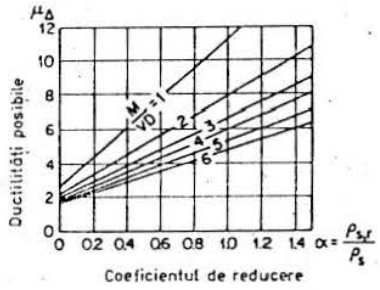


Fig. 8.9. Dispunerea golurilor în pereţii structurali.

Pentru stabilizarea armăturii longitudinale faţă de pericolul de flambaj rămân valabile criteriile de la subcapitolul 4.5.10,d.

Pe restul lungimii pilotului se va prevedea o armătură longitudinală minimă de circa 0,25 % din secţiunea de beton, dar cel puţin patru bare cu profil periodic cu diametrul de 16 mm. Este necesar a prevedea, de asemenea, o armătură transversală sub formă de etrieri sau de spirală cu pasul de cel puţin 16 ori diametrul barelor longitudinale [A6].

2. Piloţi din beton precomprimat. Piloţii din beton cu armături preîntinse, cu sau fără armătură nepretensionată, garantează rotiri în articulaţiile plastice capabile a asigura ductilităţi de deplasare de până la $\mu_\Delta = 8$, cu condiţia prevederii unei armături de confinare calculate cu relaţiile (3.25) şi (3.28). Pentru a ţine cont de influenţa forţei de precomprimare, la utilizarea acestor relaţii, expresia din paranteză se va înlocui cu următoarea expresie:

$$\left[0{,}5 + \frac{1{,}25}{\Phi}\left(\frac{P_u}{f_c' A_g} + f_p\right)\right], \qquad (8.3)$$

în care f_c reprezintă efortul unitar în beton dat de forţa de precomprimare.

Armătura de stabilizare pentru împiedicarea flambajului armăturilor pretensionate longitudinale, solicitate iniţial la întindere, este dificil de definit. Rezultate experimentale limitate constată că flambajul acestor armături este împiedicat dacă distanţa maximă între armăturile transversale este limitată la $s_h \le 3{,}5\, d_b$, unde d_b este diametrul nominal al sârmelor pretensionate [P48].

3. Piloţi din beton în cămaşă metalică. Faptul că o armătură suficientă de confinare asigură o comportare excelentă a elementelor supuse la compresiune a condus la concluzia că şi piloţii din beton cămăşuiţi metalic, frecvent utilizaţi în practică, vor prezenta o comportare similară. Această presupunere nu este, de fapt, atât de simplu de demonstrat, întrucât cămaşa din oţel este solicitată biaxial iar contribuţia ei la rezistenţa pilotului depinde de aderenţa cu betonul şi de gradul de umplere cu beton. Comportarea acestor tipuri de piloţi este complexă întrucât, în timpul deformarii postelastice a pilotului, cămaşa metalică trebuie să preia eforturi unitare tangenţiale din forţele tăietoare, eforturi unitare normale din încovoiere şi din forţa axială şi, în acelaşi timp, eforturi unitare inelare generate de funcţia de confinare.

În fig. 8.10 este arătat un exemplu tipic de pilot, de secţiune circulară, prevăzut cu o cămaşă metalică, cu armătură longitudinală şi cu o armătură spirală de confinare. Cercetări experimentale [P48] au arătat că comportarea piloţilor, realizaţi cu cămaşă metalică umplută cu beton care include placa de legatură dintre aceştia, este influenţată de pierderea de stabilitate a cămăşii metalice în zona secţiunii critice (scăderea efectului de confinare ca urmare a voalării cămăşii). Indiferent de grosimea peretelui metalic, voalarea începe atunci când se atinge o valoare a factorului de ductilitate de deplasare $\mu_\Delta \approx 4$.

Ruperea cămăşii metalice s-a produs, la piloţi la care nu a fost prevăzută o armătură de confinare, la $\mu_\Delta \approx 5$. Când s-a prevăzut o armătură de confinare, dimensionată corespunzător, s-a constatat o comportare ductilă a pilotului, chiar şi atunci când mantaua pilotului a fost introdusă numai puţin în placa de repartiţie din beton (aşa cum se vede în partea stângă a fig. 8.10). La aceste încercări s-a observat o lunecare relativă a tubului metalic faţă de beton, ceea ce explică de ce trebuie contat pe o conlucrare limitată a cămăşuielii cu betonul în secţiunea critică.

Cămaşa metalică îmbunătăţeşte capacitatea de rezistenţă a pilotului şi asigură o comportare histeretică stabilă. Capacitatea de disipare de energie depinde semnificativ de grosimea peretelui tubului metalic. La încercări ale unor piloţi cu raport între diametru şi grosimea peretelui tubului metalic $D/t = 34$, energia disipată la un anumit număr de cicluri cu $\mu_\Delta = \pm 4$ a fost cu circa 40 % mai mare decât la un element similar

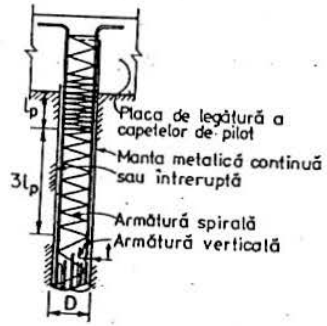


Fig. 8.10. Pilot cămăşuit metalic, cu armături verticale şi cu armătura spirală de confinare.

care, cu un raport $D/t \approx 200$, s-a comportat, practic, ca un stâlp obişnuit, necămăşuit [P48].

Din aceste cercetări se poate trage concluzia potrivit căreia prevederea unei cămăşi metalice, chiar puţin introdusă în placa de beton armat care leagă capetele piloţilor, îmbunătăţeşte semnificativ comportarea histeretică a acestora (în raport cu cea a piloţilor necămăşuiţi), atât din punct de vedere al rezistenţei cât şi al capacităţii de disipare de energie. Condiţia de realizare a acestei îmbunătăţiri o constituie existenţa unei grosimi minime a cămăşii metalice, astfel încât $D/t \leq 70$ precum şi prevederea unei armături verticale şi a uneia de confinare ca pentru piloţii obişnuiţi, necămăşuiţi. Asemenea piloţi îşi păstrează capacitatea de rezistenţă pentru încărcări gravitaţionale chiar şi atunci când se dezvoltă deformaţii plastice importante din acţiuni seismice. Chiar şi atunci când începutul voalării peretelui cămăşii metalice nu creează o înrăutăţire nemijlocită a comportării pilotului, dezvoltarea pe mai departe a acesteia va reduce capacitatea lui de rezistenţă ca urmare a deformaţiilor mari. Cămăşuirea poate reduce, de asemenea, degradarea treptată a betonului în urma unor cutremure repetate, de mai mică intensitate. Pentru a evita necesitatea unor reparaţii a piloţilor, de altfel puţin posibilă, se recomandă ca, la dimensionarea acestora, să se limiteze ductilitatea la începutul voalării peretelui la $\mu_\Delta = \pm 4$ [P48].

În [A6] se cere prevederea unei armături longitudinale minime de 0,5 % cu o armătură spirală cu diametrul minim de 6 mm la un pas de 200 mm pe treimea superioară a pilotului, dar nu mai puţin de 2,5 m.

8.4.5. Influenţa deformării terenului de fundare

Deplasările fundaţiilor influenţează puternic comportarea elastică şi postelastică a suprastructurii. De obicei, deformaţiile terenului de fundare şi nu cele ale fundaţiilor sunt cele care influenţează semnificativ rigiditatea pereţilor structurali. Nu există, însă, metode de calcul care să cuantifice comportarea terenului de fundare cu un grad de precizie comparabil cu cel referitor la structurile de beton armat.

Pentru domeniul de comportare elastică se poate simula influenţa rigidităţii terenului de fundare precum şi rotirea fundaţiilor prin resorturi elastice. Dacă se acceptă că rapoartele între momentele de răsturnare la baza pereţilor şi momentele de inerţie ale tălpii fundaţiilor sunt aproximativ egale, pentru toţi pereţii construcţiei, atunci rigidităţile relative ale acestora nu sunt influenţate sensibil de rotirile fundaţiilor. Recomandări privind considerarea interacţiunii dinamice teren–structură se găsesc în [A6].

Deformabilitatea terenului poate fi inclusă în calculul perioadei fundamentale de vibraţie a construcţiei (vezi 2.2.8,a.3). Întrucât valorile ce caracterizează deformabilitatea terenului prezintă o împrăştiere relativ mare, se recomandă ca reducerea forţelor echivalente ca urmare a considerării acestei deformabilităţi să nu fie mai mare de 20 % din valoarea forţelor calculate fără considerarea acestui efect. Pentru cazul încastrării perfecte, cerinţa de ductilitate se va calcula din rotirile în articulaţiile plastice (de la baza pereţior sau din infrastructură) şi nu din deformaţiile terenului. Nu sunt de dorit deformaţii plastiee în teren. Din acest motiv, pentru o ductilitate de deplasare dată, sunt necesare, de obicei, ductilităţi de curbură sau de rotaţie (în articulaţia plastică)

mult mai mari [P48]. Aceasta rezultă din faptul că deplasarea la apariţia curgerii se calculează cu considerarea deformabilităţii terenului, în timp ce deplasarea plastică provine numai din deformaţiile articulaţiei plastice (vezi 2.2.8,b pentru deformaţiile elastice ale terenului).

8.4.6. Exemple de infrastructuri şi fundaţii

Pentru a ilustra metodele de dimensionare descrise în paragrafele precedente, se prezintă şi se discută, în cele ce urmează, câteva exemple de proiectare de infrastructuri şi fundaţii, mult simplificate.

Exemplul 1. Talpa de fundaţie pentru un perete structural izolat. Un perete izolat plin, acţionat de încărcări gravitaţionale şi seismice, este prevăzut cu o talpă de fundaţie ca în fig. 8.11. Forţa seismică orizontală va fi transmisă terenului de fundare prin forţe de frecare pe talpă şi prin presiunea pasivă pe teren dezvoltată pe faţa verticală a tălpii. Este evident că prin acest sistem nu se pot transmite terenului eforturi unitare importante de întindere, generate de momentele încovoietoare. Forţa de întindere se poate transmite de la perete la talpă, dar nu mai departe, în teren. De aceeea, nu se poate forma o articulaţie plastică la baza peretelui. Talpa izolată de fundaţie asigură doar o stabilitate limitată la răsturnare şi, atunci când nu se dispune de încărcări gravitaţionale importante, trebuie acceptată o fundaţie basculantă, care lucrează cu desprindere de pe teren (cu zonă activă). Dacă se pot prevedea piloţi, cu o capacitate importantă de preluare a unor forţe de întindere, se va putea dezvolta articulaţia plastică la baza peretelui. Zona plastică a peretelui va fi alcătuită constructiv în mod adecvat, conform subcapitolului 5.4 şi fig. 8.7,a. Conform celor arătate în subcapitolul 8.4.1 referitor la fundaţiile elastice, piloţii şi placa de legătură a acestora vor trebui să aibă o capacitate de rezistenţă, determinată cu rezistenţe de calcul, corespunzătoare solicitărilor din perete la suprarezistenţă.

Exemplul 2. Doi pereţi structurali cu o fundaţie comună. Doi pereţi structurali au o fundaţie comună constituită dintr-o grindă de fundaţie rezemată pe piloţi (fig. 8.12). Solicitările din forţele seismice şi din cele gravitaţionale precum şi reacţiunile corespunzătoare în piloţi sunt reprezentate schematic în fig. 8.12. La o asemenea grindă de fundaţie, cea mai mare parte a solicitărilor generate în zona haşurată a pereţilor structurali (momente încovoietoare) vor fi preluate de porţiunea de grindă dintre cei doi pereţi. Forţele tăietoare din această zonă cer o atenţie deosebită. Dacă solicitările din fundaţie sunt determinate pe baza principiului proiectării

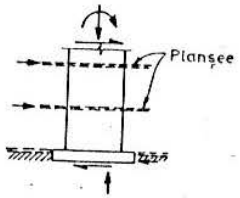


Fig. 8.11. Fundaţie pentru un perete izolat

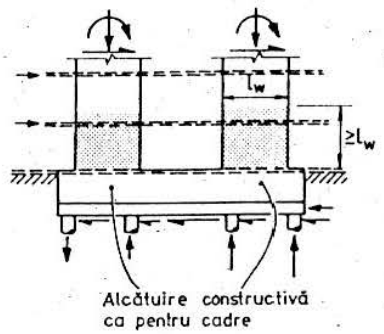


Fig. 8.12. Fundaţie comună pentru doi pereţi.

capacităţii de rezistenţă, se poate evita apariţia de deformaţii plastice în aceasta. În aceste condiţii, se poate conta pe o anumită contribuţie a betonului la preluarea forţelor tăietoare. Acest tip de fundaţie generează solicitări relativ mici ale piloţilor (în comparaţie cu sistemele din fig. 8.7), iar formarea articulaţiilor plastice în pereţi poate fi controlată cu relativă siguranţă. În zona de legătură dintre pereţi şi grinda de fundaţie trebuie prevăzută o atentă alcătuire constructivă, care să asigure realizarea continuităţii, rezistenţa la forţe tăietoare şi ancorarea armăturilor, similar nodurilor de cadru.

Exemplul 3. Perete de capăt al clădirii. Deseori este dificil sau imposibil de încastrat peretele structural în fundaţie, aşa cum este cazul pereţilor care se mărginesc cu o construcţie existentă. Chiar şi nuclee ale unor construcţii, constând din doi sau mai mulţi pereţi, pot fi amplasate la marginea construcţiei; ele trebuie să preia cea mai mare parte a încărcărilor seismice ce acţionează asupra construcţiei şi să transmită fundaţiilor importante momente de răsturnare.

Fig. 8.13 prezintă o soluţie realizată cu o grindă înaltă de fundaţie care leagă nucleul cu fundaţiile unuia sau mai multor stâlpi învecinaţi. Prin aceasta se măreşte braţul interior de pârghie la baza pereţilor şi, în consecinţă, se micşorează solicitările ce trebuie transmise terenului de fundare. Forţele axiale din stâlpi date de încărcările gravitaţionale, din care se scad forţele de întindere date de acţiunea seismică, realizează

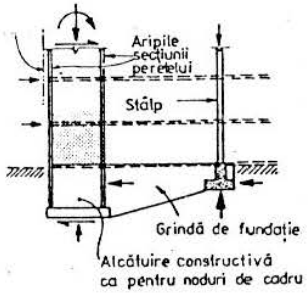


Fig. 8.13. Fundaţie pentru un perete în zona de capăt a clădirii.

un efect de stabilizare, atunci când sensul acţiunii seismice corespunde reprezentării din fig. 8.13.

Dimensionarea fundaţiilor se face la eforturile secţionale corespunzătoare suprarezistenţei pereţilor. Zonei de legătură a peretelui structural cu grinda de fundaţie trebuie să i se acorde o deosebită atenţie. Ea trebuie considerată ca nod de cadru şi este supusă la solicitări ciclice importante. Din acest motiv, această zonă ar putea necesita armături speciale pentru preluarea forţelor tăietoare.

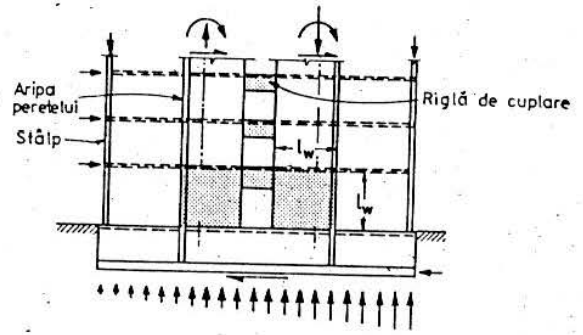


Fig. 8.14. Fundaţie pentru pereţi cuplaţi.

Exemplul 4. Fundaţie pentru pereţi cuplaţi. Capacitatea de rezistenţă a pereţilor cuplaţi poate fi substanţial mai mare decât suma momentelor capabile ale montanţilor, luaţi separat (vezi ecuaţia 5.4). Din acest motiv, ei cer fundaţii puternice care să asigure dezvoltarea întregii lor suprarezistenţe în mecanismul de disipare de energie. În fig. 8.14 se prezintă o fundaţie continuă (grinda de beton armat) care preia solicitările a doi pereţi cuplaţi şi a doi stâlpi marginali. Zonele potenţial plastice sunt haşurate pe desenul din figură. Înălţimea fundaţiei este mică în comparaţie cu sistemul de pereţi cuplaţi. Ea necesită, în consecinţă, o armătură puternică pentru a prelua solicitările corespunzătoare suprarezistenţei pereţilor structurali cuplaţi. În special zonei de sub golul de la parter trebuie să i se acorde o atenţie deosebită, întrucât ea trebuie să preia forţe tăietoare mari.

Exemplul 5. Pereţi structurali de fronton la o clădire lungă. Pereţii izolaţi sau cuplaţi amplasaţi la capetele unei clădiri lungi preiau o mare parte a forţelor seismice şi sunt relativ puţin încărcaţi gravitaţional. Este foarte dificil să se realizeze fundaţii pentru aceşti pereţi, care să fie capabile să preia solicitările corespunzătoare suprarezistenţei în suprastructură fără a se dezlipi de pe teren, existând chiar pericolul de a se răsturna. În asemenea situaţii, fundaţiile pereţilor trebuie legate cu cele ale celorlaltor elemente structurale, astfel încât să poată beneficia de încărcări gravitaţionale suplimentare. În fig. 8.15 se arată doi pereţi structurali în frontoanele unei clădiri lungi, care sunt legaţi la bază printr-o infrastructură casetată realizată cu ajutorul a două

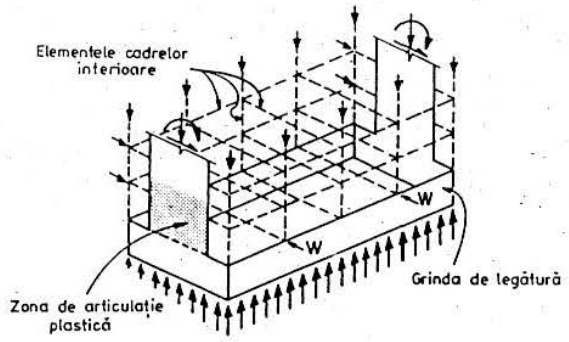


Fig. 8.15. Fundaţii pentru pereţii de fronton ai unei construcţii de lungime mare.

grinzi longitudinale care ar putea conlucra, eventual, cu placa parterului*). Încastrarea pereţilor ductili din frontoane se realizează, mai ales, prin cele două grinzi longitudinale care, în mod normal, preiau forţele verticale ale stâlpilor de contur.

Momentele dezvoltate la atingerea suprarezistenţei pereţilor structurali induc în infrastructură, mai ales în grinzile longitudinale de transfer, solicitări importante, asociate presiunilor active pe terenul de fundare. Din acest motiv vor trebui prevăzute armături de încovoiere puternice la părţile superioară şi inferioară ale acestor grinzi. Armătura excesivă în grinzile longitudinale ar putea fi diminuată dacă pereţii ar putea fi deplasaţi în poziţiile marcate cu *W* în fig. 8.15.

Exemplul 6. Încastrarea într-o infrastructură realizată din pereţii subsolului. Dacă subsolul este prevăzut cu pereţi de contur rigizi, poate fi avantajos a prelua momentele de încastrare ale pereţilor structurali interiori sau chiar ai unui nucleu de pereţi printr-o infrastructură realizată de către pereţii subsolului. În fig. 8.16 este arătat un exemplu de perete interior plin, cu secţiunea în I. Radierul de sub perete preia, înainte de toate, încărcările verticale din perete. Momentul capabil cu suprarezistenţă M_o al peretelui structural ductil, va fi preluat de un cuplu de forţe dezvoltat între planşeul peste subsol şi radier. Reacţiunile acestor două şaibe vor trebui preluate, apoi, de pereţii de contur ai subsolului, care trebuie dimensionaţi în consecinţă.

Gradul de încastrare a peretelui care stă în contact cu pământul este greu de apreciat şi, ca atare, este recomandabilă considerarea cazurilor extreme, reprezentate de diagramele de momente din fig. 8.16. Un anumit grad de încastrare trebuie luat, în orice caz, în considerare pentru a fi siguri că forţa tăietoare din perete, între cele două planşee, nu este subevaluată. În cazurile în care forţele tăietoare rezultă mari în această zonă, relativ limitată, poate fi avantajoasă prevederea unor armături transversale înclinate (încrucişate).

*) Se subînţelege că nu există un subsol al clădirii, iar pardoseala parterului este suportată de o placă din beton armat care ar putea conlucra cu grinzile longitudinale de transfer (nota trad.).

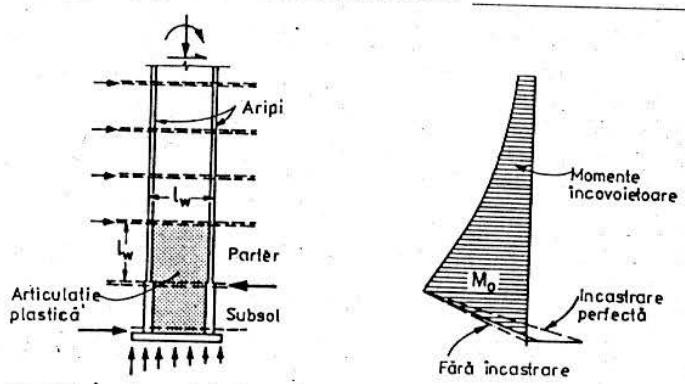


Fig. 8.16. Încastrarea la bază a unui perete realizată prin cuplul de forţe dintre planşeul peste subsol şi radier.

Extinderea zonei plastice sub planşeul peste subsol, aşa cum este arătat cu haşura în fig. 8.16, nu este neapărat de evitat. Alcătuirea constructivă şi armarea trebuie, însă, să asigure o comportare ductilă. Această alcătuire trebuie să se întindă pe înălţimea l_w a peretelui, respectiv pe toată înălţimea subsolului.

Exemplul 7. Fundaţie ductilă pentru pereţi elastici. Preluarea momentelor transmise de pereţi este dificil de făcut prin fundaţii izolate (fig. 8.11). Aceasta se poate face prin prevederea unor grinzi puternice de legătură între doi sau mai multi pereţi, aşa cum se arată în fig. 8.12 şi 8.17.

Dacă rezistenţa la încovoiere a pereţilor este prea mare, inginerul poate alege infrastructura ca sursă principală de disipare de energie. Corespunzător, în grinda de transfer din fig. 8.17 vor trebui să se dezvolte articulaţiile plastice necesare. Asemenea grinzi de transfer trebuie alcătuite exact aşa cum s-a arătat în subcapitolul 5.4.4 pentru riglele de cuplare, prevăzând armăturile necesare pentru preluarea momentelor şi armături diagonale pentru forţe tăietoare. Momentele capabile necesare depind de rigiditatea terenului de fundare. În cele mai multe cazuri se recomandă ca întreg momentul încovoietor să fie preluat de grindă, iar la teren să se transmită numai forţele axiale verticale.

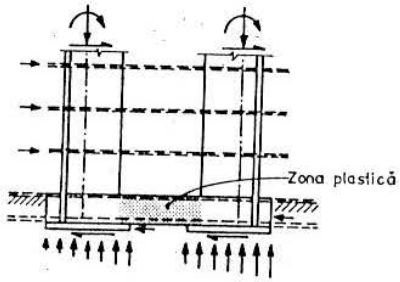


Fig. 8.17. Fundaţie ductilă pentru pereţi elastici.

Dacă grinda de transfer este dimensionată şi capacitatea ei cu suprarezistenţa determinată, se pot calcula solicitările corespunzătoare la baza pereţilor, a căror secţiune să se dimensioneze cu rezistenţe de calcul ale materialelor. În acest mod, în pereţi nu vor apărea deformaţii plastice şi ei vor putea fi alcătuiţi fără măsuri speciale, ca pentru elemente lucrând în domeniul elastic. Prin urmare, nu vor mai fi necesare armături de confinare a betonului, cele pentru stabilizarea armăturilor verticale şi se reduce o parte din armătura pentru forţe tăietoare.

Pentru secţiuni nesimetrice de perete sau pentru anumite rapoarte de dimensiuni, sau din alte motive, rezistenţa la încovoiere a unor pereţi poate fi, într-un sens, sensibil mai mică decât în celălalt. În astfel de cazuri, proiectantul poate admite o comportare plastică într-un sens, în timp ce, în sensul cu rezistenţa mare, poate să prevadă o comportare elastică.

Anexa A

Exemplu de proiectare a capacităţii de rezistenţă

După cum s-a arătat în capitolul 1, metoda proiectării capacităţii de rezistenţă se aplică şi pentru alte tipuri de structuri, nu numai pentru construcţii etajate.

A.1. Structura

Exemplul de calcul prezentat în acest capitol se referă la o structură mai simplă: un coş de fum metalic, arătat în fig. A.1.

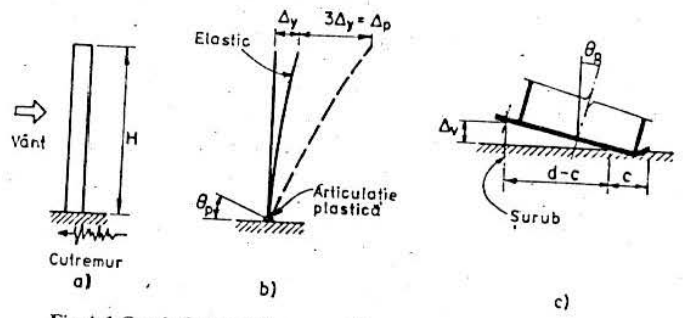


Fig.A.1.Coş de fum metalic: geometria structurii şi sistemul structural.

A.2. Încărcări

1. Forţe din vânt

Forţele din vânt produc, la baza coşului, un moment de răsturnare de calcul $M_{u,w}$.

2. Forţe seismice

Pe baza aprecierii valorii frecvenţei proprii fundamentale a coşului se determină, pentru amplasamentul dat, forţele seismice echivalente pe baza cărora se calculează, apoi, momentul de răsturnare de calcul care ar corespunde comportării elastice a coşului. Acesta se poate exprima funcţie de momentul de răsturnare din vânt:

$$M_{E,el} = 4\,M_{u,w}$$

Se poate aprecia că o ductilitate de deplasare $\mu_\Delta = 5$ este acceptabilă pentru acest coş. Folosind ecuaţiile (2.7) şi (2.9) se calculează momentul de răsturnare dat de forţele seismice echivalente:

$$M_E = M_{E,el}/5 = 0{,}8\,M_{u,w}$$

Prin urmare, pentru secțiunea de încastrare, hotărâtoare este solicitarea din vânt M_W și nu cea din cutremur. Pentru cutremurul de proiectare se vor dezvolta deformații plastice corespunzătoare lui:

$$\mu_\Delta = M_{E,el} / M_{u,W} = 4.$$

Valoarea admisă pentru factorul de ductilitate $\mu_\Delta = 5$ nu trebuie depășită.

A.3. Ipoteze de dimensionare

La un cutremur puternic se admite apariția unor deformații plastice la baza coșului. Este greu de acceptat ca aceste deformații plastice să se producă în zona de la baza coșului, întrucât secțiunea acestuia cu perete subțire ar putea să-și piardă stabilitatea. Din acest motiv, admitem ca loc de dezvoltare a deformațiilor plastice șuruburile de ancoraj a coșului. Atât coșul cât și placa lui de bază vor fi astfel dimensionate încât să rămână în domeniul elastic de comportare.

A.4. Dimensionarea

1. Șuruburile de ancoraj

Aria secțiunii A_b a celor n șuruburi de ancoraj va fi stabilită prin metodele de dimensionare a secțiunilor de beton armat (v. fig. A.2). Șuruburile nu au nici o contribuție la realizarea forței de compresiune C. Solicitările de preluat sunt momentul de răsturnare $M_{u,w}$ și forța axială din încărcări gravitaționale P_D.

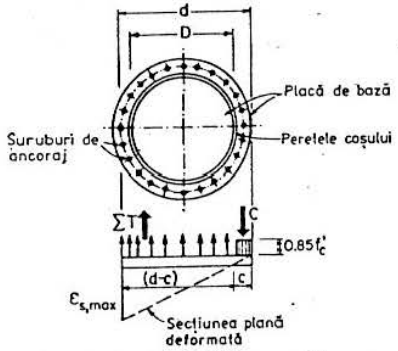


Fig. A.2 Forțele de la baza coșului

2. Suprarezistența la încovoiere

Cu ajutorul secțiunilor stabilite pentru șuruburi și al suprarezistenței la întindere a oțelului $\lambda_0 f_y$ poate fi calculată suprarezistența secțiunii la încovoiere ca moment M_0 ce poate fi dezvoltat sub acțiunea simultană a forței axiale P_D.

3. Dimensionarea coșului

Grosimea peretelui trebuie astfel aleasă încât eforturile unitare f_s, date de eforturile secționale de calcul P_D și M_0 să rămână sub limita de curgere ($f_s < f_0$). Aceleași condiții sunt valabile pentru verificarea la pierderea stabilității.

4. Fundații

Dimensiunile fundației vor fi stabilite din condiția de stabilitate pentru solicitările P_D și M_0. Armăturile nu trebuie să intre în curgere. Nu sunt necesare prevederi constructive speciale.

A.5. Asigurarea ductilității

1. Detalii constructive

Alegerea *lungimii libere* l_b de plastificare a șuruburilor de ancoraj trebuie astfel stabilită încât alungirea necesară să se poată realiza fără a se intra în zona de consolidare a oțelului și fără ca acesta să se rupă. Transmiterea forței de curgere trebuie asigurată la ambele capete ale șurubului.

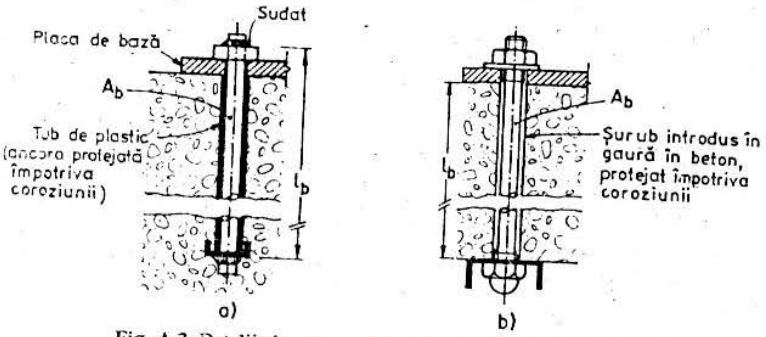


Fig. A.3. Detalii ale ancorajului coșului (două soluții posibile).

Fig. A.3 arată două soluții posibile. Șuruburile de ancoraj din fig. A.3,*b* pot fi înlocuite la nevoie. Fixarea șuruburilor la ambele capete trebuie făcută astfel încât să permită intrarea în curgere și prin eforturi de compresiune, iar disiparea de energie să se producă și la inversarea semnului efortului, după ce șurubul a intrat deja în curgere prin întindere. Aceste detalii de fixare a șurubului la compresiune, în placa de repartiție și în fundație, nu sunt arătate în fig. A.3.

2. Ductilitatea

Întrucât trebuie realizată o ductilitate de deplasare $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y = 4$, deformația plastică trebuie să fie: $\Delta_p = 3\Delta_y$. Rotirea coșului datorită deformațiilor plastice ale șuruburilor va fi:

$$\theta_p = \frac{3\Delta_y}{H}$$

Cu centrul de rotație conform fig. A.2, determinăm alungirea necesară a șurubului exterior:

$$\Delta_v = (d-c)\theta_p = \frac{3\Delta_y}{H}(d-c)$$

3. Lungimea șuruburilor

Dacă limităm alungirea oțelului la $\varepsilon_{s,max} \approx 15\varepsilon_y$, rezultă:

$$\Delta_u = 15\,\varepsilon_y\, l_b$$

Mărimea l_b este lungimea liberă a șurubului, care se poate deforma plastic (v. fig. A.3).

$$l_b \geq \frac{\Delta_y}{15\varepsilon_y} = \frac{3\Delta_y(d-c)}{H\,15\,\varepsilon_y}$$

A.6. Exemplu numeric

Mărimi pentru exemplul numeric:

– înălțimea coșului de fum	H	= 50 m
– diametrul coșului	D	= 3,0 m
– aproximare	$d\text{-}c \approx D$	= 3,0 m
– deformația elastică maximă la marginea coșului (începutul curgerii)	Δ_y	= $H/250$ = 200 mm
– deformația specifică de curgere în oțel	ε_y	= 0,002

Cu acestea se calculează, din relațiile de mai sus, lungimea liberă necesară a șurubului:

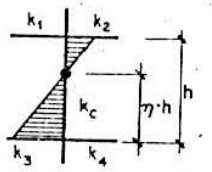
$$l_b = \frac{3\cdot 200\cdot 3000}{50\cdot 10^3\cdot 15\cdot 0{,}002} = 1200 \text{ mm}$$

Anexa B

Coeficienți pentru calculul cadrelor

Pentru calculul cadrelor la forțele seismice orizontale echivalente, conform subcapitolului 4.2.5, trebuie cunoscute pozițiile punctelor de inflexiune a deformatei stâlpilor, pentru a putea secționa cadrele prin aceste puncte (v. fig. 4.4). După [M1], pozițiile acestor puncte se găsesc la o înălțime ηh, la fiecare nivel, funcție de geometria și de raportul rigidităților elementelor acelui nivel. Valorile η se pot determina plecând de la o valoare de bază η_o (tabelul din fig. B.1) căreia i se adaugă corecturile η_1, η_2 și η_3. Valorile care se dau în continuare sunt pentru o distribuție triunghiulară a forțelor seismice și sunt extrase din tabelele complete din [M1].

Notațiile folosite sunt definite după cum urmează (v. fig. 4.5):



h	:	înălțimea nivelului
η	:	$\eta_o + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3$
k	:	$(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)/(2k_c)$
k_i	:	rigiditatea relativă a riglelor i: I_i/l_i
k_c	:	rigiditatea relativa a stâlpului I_c/h
η_o	:	valoarea de bază
η_1	:	corecție pentru rigiditatea riglei
η_2	:	corecție pentru nivelul de deasupra
η_3	:	corecție pentru nivelul de dedesubt
m	:	numărul de niveluri
n	:	nivelul considerat

m	n	$\bar{k}$ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	3.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.70	0.70	0.65	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.70	0.70	0.65	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45
	9	-0.05	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.65	0.55	0.55
≥ 12	m-1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.30	0.30	0.35	0.45	0.45
	m-2	0.10	0.20	0.25	0.30	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50
	m-3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	m-4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	m-5	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	m-6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	Mijloc	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.70	0.70	0.65	0.55	0.55

Fig.B.1. Valori de bază η_0 pentru cadrul cu m niveluri – după [M1].

α_1	$\bar{k}$ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	3.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.15	0.15	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.00
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

$$\alpha_1 = (k_1 + k_2)/(k_3 + k_4) < 1$$

Dacă $\alpha_1 > 1$: cu valoarea inversă $\alpha_1' = 1/\alpha_1$ se va determina η_1 care se va lua cu semnul minus.

Fig.B.2. Corecţiile η_1 pentru diferite rigidităţi ale riglelor.

α_2	α_3	$\bar{k}$ 0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	3.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.00
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	1.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.00	0.00	0.00
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.00	0.00
	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	0.00	0.00
	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	0.00

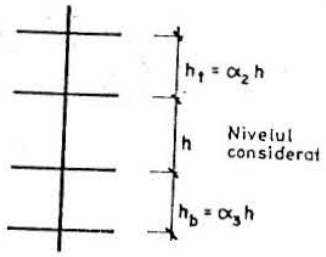


Fig. B.3. Corecţiile η_2 şi η_3 pentru cadre cu diferite înălţimi de nivel (se vor determina cu diferite α_2, respectiv α_3).

Bibliografie

Pentru prescurtări v. pag. 539

[A1] ACI 318-83: *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI, 1983.

[A2] Andrews A.L.: *Slenderness Effects in Earthquake Resisting Frames*, Bulletin NZSEE, Vol.10, No.3, Sept.1977.

[A3] ACI-ASCE Committee 352: *Revised Recommendations for the Design of Beam-Column Joints*, ACI Journal, Vol.73, No.7, July 1976.

[A4] Agent R., Postelnicu T.: *Analysis of Structures with Reinforced Concreie Shear-Walls. Simplified Method of Analysis, Design Tables and Diagrams, Numerical Examples*, Editura Technica, Bukarest, 1982.

[A6] ATC: *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, ATC 3-06, Applied Technology Council, Palo Alto, USA, June 1978.

[A7] Aoyama H.: *Outline of Earthquake Provisions in the Recently revised Japanese Building Code*, Bulletin NZSEE, Vol.14, No.2, 1981.

[A8] Abrams D.P., Sozen M.A.: *Experimental Study of Frame - Wall Interaction in Reinforced Concrete Structures Subjected to Strong Earthquake Motions*, University of Illinois, Urbana-Champain, Civil Engineering Studies Structural Research Series 460, 1979.

[A9] Aktan A.E., Bertero V.V.: *Conceptual Seismic Design Frame - Wall Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.11, Nov.1984.

[A10] Allardice N.W., Fenwick R.C., Taylor P.W., Williams R.L.: *Foundations for Ductile Frames*, Bulletin NZSEE, Vol.11, No.2, June 1978.

[A11] Aoyama H.: *Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Frame Building with 'Flexural Walls'*, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo (B), Vol.XXXIX, No.2, 1987.

[A12] Ang B.G., Priestley M.J.N., Paulay T.: *Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns*, Structural Journal ACI, Vol.86, No.1, Jan.1989.

[A13] ATC: *Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges*, ATC-12, Federal Highway Administration Report, FHVA/RD 83/007, Virginia, 1983.

[A14] Arnold C., Reithermann R.: *Building Configuration an Seismic Design*, John Wiley & Sons, New York, 1982.

[A15] Ammann W.J., Vogt R.F., Wolf J.P.: *Das Erdbeben von Mexiko vom 19. September 1985*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 13, 1986.

[A16] Aktan A.E., Bertero V.V.: *Prediction of Seismic Responses of RC Frame Coupled Wall Structures*, Report UCB/EERC-82/12, August 1982.

[B1] Beck H.: *Contribution to the Analysis of Shear Walls*, ACI Journal, Vol.59, pp 1055-1070, Aug.1962.

[B2] Bertero V.V., Popov E.P.: *Seismic Behaviour of Ductile Moment - Resisting Reinforced Concrete Frames*, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, ACI, pp 247-291, 1977.

[B3] Birss G.R.: *The Elastic Behaviour of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints*, Research Report No.78-13, CEUCC, Feb.1978.

[B4] Blakely R.W.C., Edmonds F.D., Megget L.M., Wood J.H.: *Cyclic Load Testing of Two Refined Reinforced Concrete Joints*, Bulletin NZSEE, Vol.12, No.3, Sept.1979.

[B5] Beckingsale C.W.: *Post-Elastic Behaviour of Reinforced Concrete Beam Column Joints*, Research Report 80-20, CEUCC Aug.1980.

[B6] Blakely R.W.G., Megget L.M., Priestley M.J.N.: *Seismic Performance of Two Full Size Reinforced Concrete Beam-Column Joint Units*, Bulletin NZSEE, Vol.8, No.1, pp 38-69, March 1975.

[B7] Burguieres S.T., Jirsa J.O., Longwell J.E.: *The Behaviour of Beam-Column Joints Under Bidirectional Load Reversals*, CEB, Bulletin d'information, No.132, pp 221-228, April 1979.

[B8] Barnard P.R., Schwaighofer J.: *Interaction of Shear Walls Connected Solely Through Slabs*, Proccedings symposium on Tall Buildings, University of Southampton, April 1966, Pergamon Press, 1967.

[B10] Burns R.J.: *An Approximate Method of Analysing Coupled Shear- Walls Subjected to Triangular Loading*, 3rd WCEE, Vol.III, New Zealand 1965.

[B11] Blakely R.W.G., Cooney R.C, Megget L.M.: *Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures*, Bulletin NZSEE Vol.8, No.4, Dec.1975.

[B12] Bertero V.V., Popov E.P., Wang T.Y., Vallenas J.: *Seismic Design Implications of Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls*, 6th WCEE, Vol.5, New Delhi, 1977.

[B13] Barda F;: *Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements*, Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1972.

[B14] Bertero V.V: *Seismic Behaviour of RC Wall Structural Systems*, 7th WCEE, Vol.6, Istanbul, Turkey, 1980.

[B15] Bertero V.V., Aktan A.E., Chaxney F., Sause R.: *Earthquake Simulation Tests and Associated Experiments, Analytical and Correlation Studies of One-Fifth Scale Model*, SP-84, ACI, 1985.

[B16] Bertero V.V., Shadh H.: *El Asnam, Algeria Earthquake October 10, 1980*, Earthquake Research Institute, Jan.1983.

[B17] Bertero V.V.: *Lessons learnt from Recent Earthquakes and Research Implications for Earthquake-Resistant Design of Building Structures in the United States*, Earthquake Spectra, EERI, Vol.2, No.4, Okt.1986.

[B18] Bertero V.V.: *State of the Art in Seismic Resistant Design of RC FrameWall Structural Systems*, 8th WCEE, San Francisco, 1984, pp 613-620.

[B19] Binney J.R, Paulay T.: *Foundations for Shear Wall Structures*, Bulletin NZSEE, Vol.13, No.2, Juni 1980.

[B20] Bolt B.A.: *Erdbeben, eine Einführung*, Springer, Berlin, 1984, 236p.

[B21] Bolt B.A., Horn W.L., Macdonald G.A., Scott R.F.: *Geological Hazards*, Springer, Berlin, 1975.

[B22] Bachmann H.: *Stahlbeton I und Stahlbeton II*, Vorlesungsautographie, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich, 1989.

[B23] Bachmann H., Wieland M.: *Erdbebensicherung von Bauwerken, Vorlesungsautographie*, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich, 1979.

[B24] Bachmann H.: *Specified Damage Patterns for Calibration of Earthquake Code Regulations*, 9th WCEE, Tokyo, Japan, 1988.

[B25] Bachmann H. et al.: *Die Erdbebenbestimmungen der Norm SIA 160*, Dokumentation D044, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 1989.

[B26] Bath M.: *Introduction to Seismology*, Birkhäuser-Verlag, Basel & Stuttgart, 1973.

[C1] CTB: *Tall Building Criteria and Loading*, Council of Tall Buildings and Urban Habitat, Vol.CL, 1980.

[C2] CTB: *Structural Design of Tall Concrete and Masonry Buildings*, Council of Tall Buildings and Urban Habitat, Vol.CB, 1978.

[C3] Collins M.P., Mitchell D.: *Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams*, Prestressed Concrete Institute Journal, Vol.25, No.5, Sept/Oct 1980.

[C4] Chitty L.: *On the Cantilever Composed of a Number of Parallel Beams Interconnected by Cross Bars*, The London, Edinburgh and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, Vol.75, Oct.1947.

[C5] Coull A., Choudhury J.R.: *Stresses and Deflections in Coupled Shear Walls*, ACI Journal Vol.64, Feb.1967.

[C6] Coull A., Choudhury J.R.: *Analysis of Coupled Shear - Walls*, ACI Journal, Vol.64, Sept.1967.

[C7] Coull A., Puri R.D.: *Analysis of Coupled Shear Walls of Variable Thickness*, Building Science, Pergamon Press, Vol.2, 1967.

[C8] Cardenas A.E., Magura D.D.: *Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Sections*, SP-36, ACI, 1973.

[C9] Coull A., El Hag A.A.: *Effective Coupling of Sheer-Walls by Floor Slabs*, ACI Journal, Vol.72, No.8, Aug.1975.

[C10] Cook D.L.R.: *The Design and Detailing of Beam-Column Joints*, Master of Engineering Report, CEUCC 1984.

[C11] CEB: *Model Code for Seismic Design of Concrete Structures*, CEB, Bulletin No.165, Mai 1985.

[C12] Corley W.G., Fiorato A.E., Oesterle R.G.: *Structural Walls*, ACI SP-72, 1981.

[C13] Chaxney F.A., Bertero V.V.: *An Analytical Evaluation of the Design and Analytical Seismic Response of a Seven Storey Reinforced Concrete FrameWall Structure*, Report UCB/EERC-82/08, EERC, 1982.

[C14] Cheung P., Paulay T., Park R.: *A Reinforced Cocrete Column Joint of a Prototype One- Way Frame with Floor Slab Designed for Earthquake Resistance*, CEUCC, Research Report 87-6, Juli 1987.

[C15] Ciampi V., Eligehausen R., Bertero V.V., Popov E.P.: *Hysteretic behaviour of Deformed Reinforcing Bars Under Seismis Exitation*, 7th European Conference on Earthquake Engineering, Athen, Vol.4, Sept.1982.

[D1] Dieterle R.: *Modelle für das Dämpfungsverhalten von schwingenden Stahlbetonträgern im ungerissenen und gerissenen Zustand*, Bericht 111, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich, Birkhäuser-Verlag, Basel, 1981.

[D2] Dowrick D.J.: *Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects*, 2nd Ed., John Wiley & Sons, New York, 1987.

[E1] Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V.: *Local Bound Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Ceneralized Excitations*, Report UCB/EERC 83/23, EERC 1983.

[E2] EMPA: *Eigenschaften des schweizerischen Bewehrungsstahles, Mitteilung der Eidg. Materialprüfungsanstalt* (EMPA), Dübendorf, unveröffentlicht, 1988.

[F1] Fenwick R.C., Irvine H.M.: *Reinforced Concrete Beam- Column Joints for Seismic Loading*, Bulletin NZSEE Vol.10, No.3, Sept.1977, Part II: Experimental Results, Vol.10, No.4, Dec.1977.

[F2] Fintel M., Derecho A.T., Fteskasis G.N., Fugelso L.E., Gosh S.K.: *Structural Wall.9 in Earthquake Resistant Structures*, Progress Report to the National Science Foundation, Portland Cement Association, Skokie, Aug.1975.

[F3] Fenwick R.C.: *Strength Degradation of Reinforced Concrete Beams under Cyclic Loading*, Dept. of Civil Engineering, University of Auckland, New Zealand, Report No.304, April 1983.

[F4] Freeman S.A., Czarnecki R.M., Honda K.K.: *Significance of Stiffness Assumptions on Lateral Force Criteria*, SP-63: "Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces", ACI 1980.

[F5] Filippou F.C., Popov E.V., Bertero V.V.: *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints*, Report UCB/EERC83/19, EERC 1983.

[F6] Fenwick R.C.: *Strength Degradation of Concrete Beams under Cyclic Loading*, Bulletin NZSEE, Vol.16, No.1, March 1983.

[Gl] Gill W.D., Park R., Priestley M.J.N.: *Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns with Axial Load,* Research Report 79-1, CEUCC, Feb.1979.

[G2] Gates W.E.: *The Art of Modelling Buildings for Dynamic Seismic Analysis, Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction,* Proceedings of a workshop held at the University of California, Berkeley, Vol.II, 1977.

[G3] Goodsir W.J.: *The Design of Coupled Frame-Wall Structures for Seismic Actions,* Research Report 85-8, CEUCC, 1985.

[G4] Goodsir W.J., Paulay T., Carr A.J.: *A Study of the Inelastic Seismic Response of Reinforced Concrete Coupled Frame- Shear Wall Structures,* Bulletin NZSEE Vol.16, No.3, Sept.1983.

[H1] Heidebrecht A.C., Stafford-Smith B.: *Approximate Analysiq of Tall-Wall Frame Structures,* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.99, No.ST2, P.199ff.

[H2] Hollings et al: *Earthquake Performance of a Large Boiler,* 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lissabon, Vol.5, 1986.

[H3] Hurtig E., Stiller H.: *Erdbeben und Erdbebengefährdung,* Akademie-Verlag Berlin, 1984.

[H4] Hutchinson et al: *Draft Revision of NZS 4203:1984: Seismic Provisions,* Bulletin NZSEE, Vol.19, No.3, Sept.1986

[I1] Igbal M., Derecho A.T.: *Inertial Forces over Height of Reinforced Concrete Structure Walls During Earthquakes,* SP- 63: "Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces", ACI 1980.

[I2] Illya R., Bertero V.V.: *Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Walls,* Report No.UCB/EERC-80/04, EERC Feb.1980.

[I3] International Association for Earthquake Engineering: *Earthquake Resistant Regulations - A World List,* Tokyo, 1984.

[J1] Jury R.D.: *Seismic Load Demands on Columns of Reinforced Concrete Multistorey Frames,* Research Report 78-12, CEUCC, Feb.1978.

[K1] Kelly T.E.: *Some Comments on Reinforced Concrete Structures Forming Column Hinge Mechanisms,* Bulletin NZSEE, Vol.10, No.4, 1977.

[K2] Khan F.R., Sbarounis J.A.: *Interaction of Shear Walls with Frames in Concrete Structures Under Lateral Loads,* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.90, No.ST3, June 1964.

[K3] Kanada K., Kondo G., Fujii S., Morita S.: *Relation Between Beam Bar Anchorage and Shear Resistance at Exterior Beam- Column Joints,* Transaction of the Japan Concrete Institute, Vol.6, 1984.

[K4] Kitayama K., Asami S., Otani S., Aoyama H.: *Behaviour of Reinforced Concrete Three-Dimensional Beam-Column Connections with Slabs,* Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.8, 1986.

[K5] Keintzel E.: *Zur Querkraftbeanspruchung von Stahlbeton- Wandscheiben unter Erdbebenlasten,* Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988) H.7/8.

[L1] Lukose K., Gergely P., White R.N.: *Behaviour and Design of RC Lapped Splices for Inelastic Cyclic Loading,* Submitted in September 1981 for possible publication in the ACI Journal.

[L2] Leonhardt F., Mönning E.: *Vorlesungen über Massivbau,* 6 Teile, Springer, Berlin, 1973.

[L3] Leon R., Jirsa O.J.: *Bidirectional Loading of RC Beam-Column Joints,* Earthquake Spectra, EERI, Vol.2, No.3, May 1986.

[M1] Muto K.: *Aseismic Design Analysis of Buildings,* Maruzena, Tokyo, 1974.

[M2] Ma S.Y., Bertero V.V., Popov E.P.: *Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams,* Report EERC- 76/2, EERC, 1976.

[M3] Montgomery C.J.: *Influence of P-Delta-Effects on Seismic Design,* Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.8, 1981.

[M4] Moss P.J., Carr A.J.: *The Effects of Large Displacements on the Earthquake Response of Tall Concrete Frame Structures,* Bulletin NZSEE, Vol.13, No.4, Dec.1980.

[M5] Megget L.M.: *Cyclic Behaviour of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints,* Bulletin NZSEE, Vol.7, No.1, March 1974.

[M6] Mac Gregor J.G., Hage S.E.: *Stability Analysis and Design of Concrete Frames,* Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.103, ST10, Oct.1977.

[M7] Mattock A.H.: *Shear Transfer Under Monotonic Loading, Across an Interface Between Concrete Cast at Different Times,* Structures and Mechanics Report SM 76-3, University of Washington, Seattle, Sept.1976.

[M8] Mattock A.H.: *Shear Tansfer Under Cyclically Reversing Loading: Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times,* Structures and Mechanics Report SM 77-1, University of Washington, Seattle, June 1977.

[M9] Mahin S.A., Bertero V.V.: *Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System,* Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 102, ST9, Sept.1976.

[M10] Milburn J.R., Park R.: *Behaviour of Reinforced Concrete Beam- Column Joints Designed to N2S 3101,* Research Report S2-7, CEUCC, 1982.

[M11] Megget L.M.: *Anchorage of Beam Reinforcement in Seismic Resistant Reinforced Concrete Frames,* Master of Engineering Report, CEUCC, 1971.

[M12] Morgan B., Hirashi H., Corley N.G.: *Medium Scale Wall Assemblies: Comparison of Analysis and Test Results,* Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, US-Japan Research, SP- 84, ACI, 1985.

[M13] Mander J.V., Priestley M.J.N., Park R.: *Seismic Design of Bridge Piers,* Research Report 84-2, CEUCC Feb.1984.

[M14] Meinheit D.F., Jirsa J.O.: *Shear Strength of RC Beam- Column Connections*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.107, ST11, Nov.1983.

[M15] Mitchell D.: *Structural Damage Due to the 1985 Mexico Earthquake*, Proceedings 5th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam

[M16] Müller F.P., Keintzel E.: *Erdbebensicherung von Hochbauten*, Ernst & Sohn, Berlin, 1984.

[M17] Markevicius V.P., Gosh S.K.: *Required Shear Strength of Earthquake Resistant Shear Walls*, Dept. of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Illinois, Chicago, Feb.1987.

[M18] Mayer-Rosa D., Sägesser R.: *Erdbebengefährdung in der Schweiz*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Zürich, Feb.1978.

[N1] *New Zealand Reinforced Concrete Design Handbook*, N.Z. Portland Cement Association, Wellington, 1978.

[N2] Newmark N.M., Hall W.J.: *Earthquake Spectra and Design*, EERC, 1982.

[N3] Newmark N.M., Rosenblueth E.: *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, 1971.

[N4] NZSEE Study Group: *Structures of Limited Ductility*, Bulletin NZSEE, Vol.19, No.4, Dez.1986.

[O1] Oesterle R.G., Fiorato A.E., Corley W.G.: *Reinforcement Details for Earthquake-Resistant Structural Walls*, Concrete International Design Construction, Vol.2, No.12, 1980.

[O2] Oesterle R.G., Fiorato A.E., Aristazabal-Ochoa J.D., Corley W.G.: *Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls*, SP-63: "Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces", ACI 1980.

[O3] Otani S., Li S., Aoyama H.: *Moment-Redistribution in Earthquake Resistant Design of Ductile Reinforced Concrete Frames*, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.9, 1987.

[P1] Park R., Paulay T.: *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975.

[P2] Park R., Gamble W.: *Reinforced Concrete Slabs*, John Wiley & Sons, New York, 1980.

[P3] Paulay T.: *Seismic Design of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frames, Columns - Evaluation of Actions*, Bulletin NZSEE, Vol.10, No.2, pp 85-94, June 1977.

[P4] Paulay T.: *Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas*, ACI SP-63, pp 357-381, 1980.

[P5] Paulay T., Carr A.J., Tompkins D.N.: *Response of Ductile Reinforced Concrete Frames Located in Zone C*, Bulletin NZSEE Vol.13, No.3, Sept.1980.

[P6] Paulay T.: *Capacity Design of Earthquake Resisting Ductile Multistorey Reinforced Concrete Frames*, Proceedings, Third Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, Vol.2, pp 917-948, June 1979.

[P7] Paulay T.: *Development in the Design of Ductile Reinforced Concrete Frames*, Bulletin NZSEE, Vol.12, No.1, pp 35-48, March 1979.

[P8] Potangaroa R.T., Priestley M.J.N., Park R.: *Ductility of Spirally Reinforced Concrete Columns Under Seismic Loading*, Research Report 79-8, CEUCC, Feb.1979.

[P9] Paulay T.: *A Consideration of P-Delta Effects in Ductile Concrete Frames*, Bulletin NZSEE, Vol.11, No.3, pp 151-160, Sept.1978, and Vol.12, No.4, pp 358-361, Dec.1979.

[P10] Powell G.H., Row D.G.: *Influence of Analysis and Design Asqumptions on Computed Inelastic Response of Moderately Tall Frames*, EERC, Report EERC 76-11, April 1976.

[P11] Paulay T., Park R., Priestley M.J.N.: *Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions*, ACI Journal Vol.75, No.11, pp 585-593, Nov.1978.

[P12] Park R., Yeoh Sik Keong: *Tests on Structural Concrete Beam- Column Joints with Intermediate Column Bars*, Bulletin NZSEE Vol.12, No.3, pp 189-203, Sept. 1979.

[P13] Paulay T., Park R., Birss G.R.: *Elastic Beam-Column Joints for Ductile Frames*, 7th WCEE, Istanbul, Vol.6, pp 331-338, 1980.

[P14] Park R., Paulay T.: *Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Cyclic Loading*, 5th WCEE, Rome, Paper 88, 1973.

[P15] Paulay T.: *An Application of Capacity Design Philosophy to Gravity Load Dominated Ductile Reinforced Concrete Frames*, Bulletin NZSEE, Vol.11, No.I, pp 50-61, March 1978.

[P16] Paulay T., Bull I.N.: *Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames*, CEB, Bulletin d'information 132, pp 165-172, April 1979.

[P17] Paulay T.: *Developments in the Seismic Design of Reinforced Concrete Frames in New Zealand*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.8, No.2, pp 91-113, 1981.

[P18] Powell G.H.: *Drain-2D User's Guide*, EERC, Report EERC 73-22, Oct.1973.

[P19] Paulay T., Tanza T.M., Scarpas A.: *Lapped Splices in Bridge Piers and Columns of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames*, Research Report 81-6, CEUCC 1981.

[P20] Park R., Thompson K.J.: *Progress Report on Cyclic Load Tests on Prestressed, Partially Prestressed and Reinforced Concrete Interior Beam-Column Assemblies*, Bulletin NZSEE, Vol.8, No.I, pp 12-37, March 1975.

[P21] Paulay T., Santhakumar A.R.: *Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, No.ST1, pp 93-108, Jan.1976.

[P54] Park R. et al: *Structures of limited Ductility*, Bulletin NZSEE, Vol.19, No.4, Dec.1986.

[Q1] Qadeer A., Stafford-Smith B.: *The Bending Stiffness of Slabs Connecting Shear Walls*, ACI Journal, Vol.66, No.6, pp 464-473, June 1969.

[R1] Rosman R.: *Approximate Analysis of Shear Walls Subjected to Lateral Loads*, ACI Journal, Vol.61, pp 717-733, June 1964.

[R2] Rosman R.: *Die statische Berechnung von Hochhauswänden mit Oeffnungsreihen*, Bauingenieur Praxis, Heft 65, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1965.

[R3] Renton G.W.: *The Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Cyclic Loading*, Master of Engineering Thesis, CEUCC, 1972.

[R4] Rosenblueth E. (Editor): *Design of Earthquake Resistant Structures*, Pentech Press, London 1980.

[S1] Scarpas A., Paulay T.: *The Inelastic Behaviour of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Beam-Column Joints*, Research Report 81-2, CEUCC, 1981.

[S2] Santhakumar A.R.: *The Ductility of Coupled Shear Walls*, Ph.D. Thesis, CEUCC, 1974.

[S3] Schueller W.: *High-Rise Building Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1977.

[S4] Soleimani D., Popov E.P., Bertero V.V.: *Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages*, ACI Journal, Vol.76, No.11, pp 1179-1195, Nov.1979.

[S5] Suzuki N., Otani S., Aoyama H.: *The Effective Width of Slabs in Reinforced Concrete Structures*, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.5, pp 299-316, 1983.

[S6] Suzuki N., Otani S., Kobayashi H.: *Three-Dimensional Beam-Column Subassemblages Under Bidirectional Earthquake Loadings*, 8th WCEE San Francisco, 1984.

[S7] Sheikh S.A., Uzumeri S.M.: *Properties of Concrete Confined by Rectangular Ties*, CEB, Bulletin d'information, No.132, pp 53-60, 1979.

[S8] Siidi M., Hodson K.E.: *Analytical Study of Irregular Reinforced Concrete Structure Subjected to In-Plane Earthquake Loads*, College of Engineering Report No.59, University of Nevada, May 1982.

[T1] Tompkins D.M.: *The Seismic Response of Reinforced Concrete Multistorey Frames*, Research Report 80-5, CEUCC 1980.

[T2] Thompson K.J., Park R.: *Ductility of Concrete Frames Under Seismic Loading*, Research Report 75-14, CEUCC, 1975.

[T3] Taylor R.G.: *The Nonlinear Seismic Response of Tall Shear Wall Structures*, Ph.D. Thesis, Research Report 77-12, CEUCC, 1979.

[T4] Tomii M., Sueoka T., Hiraishi H.: *Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Assuming their Infilled Panel Walls to be 45-Degree Orthotropic Plates*, Transactions of the Architectural Institute of Japan, Paxt I, No.280, June 1980, and Part II, No.284, Oct.1979.

[T5] Tomii M., Hiraishi H.: *Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Considering Shearing Deformation of the Beams and Columns of their Boundary Frames*, Transactions of the Architectural Institute of Japan, Paxt I, No.273, Nov.1978, Part II, No 274, Dec.1978, Part III, No.275, Jan.1979 and Part IV, No.276, Feb.1979.

[T6] Taylor P.W., Williams R.C.: *Foundations for Capacity Designed Structures*, Bulletin NZSEE, Vol.12, No.2, June 1979.

[U1] Uzumeri S.M., Seckin M.: *Behaviour of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Subjected to Slow Load Reversals*, Publication 74-05, Department of Civil Engineering, University of Toronto, March 1974.

[U2] U.S. Department of Commerce: *The Prince William Sound, Alaska, Earthquake of 1964 and Aftershocks*, Coast and Geodetic Survey, Vol.II, Part A, Washington, 1964.

[U3] Unemori A.L., Roesset J.M., Becker J.M.: *Effect of Inplane Floor Slab Flexibility on the Response of Crosswall Building Systems*, SP-63: "Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces", ACI, pp 113-134, 1980.

[U4] Uzumeri S.M.: *Strength and Ductility of Cast-In-Place Beam - Column Joints*, Reinforced Concrete in Seismic Zones, SP-53, ACI, pp 293-350, 1977.

[U5] US Department of the Navy: *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, Design Manual DM-7, Alexandria VA, 1971.

[V1] Vallenas J.M., Bertero V.V., Popov E.P.: *Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls*, Report UCB/EERC 79-20, EERC, Aug.1979.

[W1] Wilson E.L., Hollings J.P., Dovey H.H.: *Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)*, Report EERC 75-13, EERC, April 1975.

[W2] Wilson E.L., Dovey H.H.: *Three Dimensional Analysis of Building Systems - Tabs*, Report EERC 72-8, EERC, Dec.1972.

[W3] Wakabayashi M., Minarni K., Nishimura Y., Imanaka N.: *Anchorage of Bent Bar in Reinforced Concrete Exterior Joints*, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.5, pp 317-324, 1983.

[W4] Wakabayashi M.: *Design of Earthquake Resistant Buildings*, McGraw-Hill, 1986.

[W5] Withman R.V., Bialek J.: *Foundations; Design of Earthquake Structures*, Ed. E. Rosenblueth, Pentech Press.

[X1] Portland Cement Association: *Handbook of Frame Constants*, Skokie, EB034D, 1958.

[X2] Portland Cement Association: *Continuous Concrete Bridges*, Skokie, EB041E, 1941.

[X3] NZS 3101: Part 1, Commentary NZS 3101: Part 2: *New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures*, Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1982.